



TITLE:

洪水演算器による出水とその調節に関する研究(Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

石原, 安雄

CITATION:

石原, 安雄. 洪水演算器による出水とその調節に関する研究. 京都帝国大学, 1959, 工学博士

ISSUE DATE:

1959-03-06

URL:

<https://doi.org/10.14989/138517>

RIGHT:

洪水演算器による出水と
その調節に関する研究

昭和 33 年 10 月

石 原 安 雄

洪水演算器による出水と その調節に関する研究

昭和 33 年 10 月

石 原 安 雄

目 次

第 1 章 緒 言	1
(1) 洪水流に関する問題点と電氣的演算器	
(2) 本文の立場とその内容	
第 2 章 河道における洪水流に関する研究	5
第 1 節 概 説	6
(1) ま え が き	
(2) 従来の研究	
第 2 節 河道用洪水追跡器	10
(1) 基礎方程式	
(2) 流体系と電氣系の対応	
(3) 洪水追跡器の構成とその設計	
(4) 適用例	
(5) む す び	
第 3 節 洪水追跡器による洪水流の基礎的特性の研究	16
(1) 定 常 流	
(2) 非 定 常 流	
(3) 洪水流の伝播速度と波高の低減	
(4) む す び	
第 4 節 洪水追跡器の実河川への適用	23
(1) 基礎的考察	
(2) 実河川への適用例	
(3) 河相の経年変化	
(4) む す び	
第 5 節 洪水追跡器による淀川洪水流の実態解明に関する研究	37
(1) 淀川における洪水追跡器の概要	
(2) 河道貯留の効果	
(3) 洪水の合流特性	
(4) 洪水予報	
(5) む す び	
第 6 節 結 論	53
第 3 章 貯水池における洪水流に関する研究	57
第 1 節 概 説	57
(1) ま え が き	
(2) 従来の研究	

第2節	貯水池における洪水流の水理学的考察	59
(1)	基礎方程式	
(2)	貯水池における洪水流の水理学的特性	
(3)	貯水池の洪水調節効果	
(4)	むすび	
第3節	貯水池用洪水追跡器	67
(1)	基礎的考察	
(2)	流体系と電気系の対応	
(3)	演算回路の構成および設計	
(4)	適用例と追跡器の性能	
(5)	むすび	
第4節	追跡器による貯水池における洪水流の特性の研究	73
(1)	基礎的特性	
(2)	基礎方程式に対する検討	
(3)	むすび	
第5節	結 論	76
第4章	洪水調節に関する研究	79
第1節	概 説	79
第2節	貯水池の洪水調節に関する研究	80
(1)	従来の研究	
(2)	貯水池の洪水追跡計算法	
(3)	貯水池の洪水調節効果	
(4)	ゲート操作に関する考察	
(5)	むすび	
第3節	河道における洪水調節に関する研究	94
(1)	基礎的考察	
(2)	由良川における計算例	
(3)	太田川における計算例	
(4)	むすび	
第4節	結 論	102
第5章	雨水流出に関する研究	105
第1節	概 説	105
第2節	流域の平均浸透能と有効降雨に関する研究	107
(1)	従来の研究	
(2)	不飽和浸透に関する基礎方程式	
(3)	基礎方程式の解	
(4)	浸透能方程式	

(5)	流域の初期損失と平均浸透能	
(6)	流域の初期浸透能	
(7)	浸透透に関する実験	
(8)	むすび	
第3節	散水実験の解析	116
(1)	従来の研究	
(2)	基礎的考察	
(3)	散水実験の解析	
(4)	むすび	
第4節	雨水流出用演算器	122
(1)	従来の研究	
(2)	雨水流出の基礎方程式	
(3)	流体系と電気系の対応	
(4)	基礎方程式の簡易化	
(5)	演算回路の構成	
(6)	下流端条件	
(7)	演算器の設計とその適用例	
(8)	むすび	
第5節	雨水流出用演算器の河川への適用と雨水流出の基礎的特性の研究	134
(1)	演算器の河川への適用	
(2)	雨水流出の基礎的特性	
(3)	むすび	
第6節	結 論	138
第6章	結 語	142

わが国の出水は早くて大きく、水害は日本の地形的環境と台風圏にあるという事実が招来した宿命ともいえるが、最近の惨状は容易ならざるものがある¹⁾。こうした恐るべき水害から国土をまもり、最高度に水資源を利用するために、いわゆる河川総合開発事業が大きくとりあげられているのであるが、その完璧を期するためには、さらに算明すべき重要な問題が少なくない

米国の有名な TVA は総合開発事業の模範例とされているが、治水利水の両目的のすべてを完全に満足させているわけでない。水文観測の整備充実によつて流域全体の状況推定を完全に行い、それに即応して多数の貯水池の操作を合理的に行っている²⁾が洪水調節と舟運に主眼をおいて操作するので、電力需給のバランスを水力のみによることがむずかしく、多数の火力発電所との総合運転によつて始めて電力に支障を生じないようになっているようである。これらの点は急流河川で大貯水池を造りにくいわが国の総合開発の将来に対し、示唆するところが少なくない。こうした意味から、洪水の実態を把握し、その特性を解明することは、利害相反する治水、利水の両事業を調整し、総合開発の成果を十分発揮するための第一の要諦といわねばならない。

(1) 洪水流に関する問題点と電気的演算器

洪水が主として豪雨によつてもたらされる一つの自然現象であることは、周知の事実である。しかし、この洪水の実態とその特性は、多数の先人のたえまざる努力にもかかわらず、未だ十分には把握されていないようである。その原因は種々考えられるが、大別してつぎのような点が挙げられるだろう。

1. 河川そのものが変化に富み、流域の地味状態、地質、溪谷や河道が非常に複雑であり、かつ河川が変わればこれらの状態が異なってくる。

2. 降雨が任意性に富み、特定の河川についても、時間的、地域的分布が各降雨ごとに変化し、同一の条件の下での洪水はほとんど生起しない。

3. 特にわが国の洪水は、気象的、地形的環境によつて、怒濤のようにおしよせてくるので、現場での十分な観測が困難である。

4. 洪水は雨水だけの流れではなく、昭和 28 年の西日本の水害の例をみるまでもなく、土砂、流木を含む強大な破壊力をもつ水流であり、こうした点から現場での観測が一層困難である。³⁾

5. 水流の基礎式が純線型でないため、数学的解析がきわめて困難である。

6. 相似律の点から、完全な模型実験を行うことがむずかしい。⁴⁾

このような洪水の実態とその特性を明確に把握して洪水対策を確立するためには、現場での正確かつ詳細な観測と理論的実験的な研究が必要である。現場観測は最近その必要性が痛感され、観測技術の進歩とともに盛んとなりつつあるが、広い面積の地域で詳細にしかも迅速に観測することが必要であり、そのうえ、洪水時には大きな危

險を伴う場合が多い。したがって将来こうした観測には、木曾川の例にみられるように、テレメーターによるロボット観測を多用し、無線連絡を縦横に駆使して正確な水文資料が入手できるようにすべきである。

つぎに、洪水の研究においては、水文観測が完璧を期しがたい現状であるので、従来は、流出係数による高水量の推定⁶⁾、単位図⁷⁾、配分図⁸⁾、および流出関係⁹⁾などによる流出量の算定、洪水追跡に関するPulse法¹⁰⁾やMuskingum法¹¹⁾などのように、比較的理論的根拠に乏しい仮定を行ったり、洪水流に関するSeddon¹²⁾、林壽造¹³⁾、田中清¹⁴⁾、速水領一郎¹⁵⁾の諸博士の研究のように、一部の特性が理論的に解析されているに過ぎないようである。

このように洪水現象は、われわれに重大な危害を与える一方、その水を有効に利用すれば絶大な利益をもたらすが、その実態ははなはだ複雑である。しかしながら、洪水現象の主体は雨水であり、わが国では流域内の降雨が一時に河道へ流出することによって生起するものが大部分であつて、融雪、ダムの崩壊などが原因となるものは少ないが、いずれにしても水の流れが根幹となることには変りはない。したがって洪水の実態とその特性の解明に当つて問題となる多くの現象のうちで、水流の面から洪水現象を研究することがもつとも肝要である。本論文はこうした意味から、雨水の流出、貯水池および河道内の洪水流などの課題に対して、直接相似法による電氣的演算器を試作するとともに、試作器を用いて洪水の特性を究明しようとするものである。

電氣的演算器は、最近特に米国において急速に発達し、各方面に縦横に使用されている。一般に演算器は動作原理により計数型(digital type)と相似型(analog type)に大別され¹⁶⁾、前者は加減乗除などの数値計算を行うことを主目的とし、後者は数を連続して変化する電圧や回転角などで置換し、それらの間に存在する法則を利用して数式の解や問題の解析を行わんとするもので、動作は原則的に連続である。後者はさらに直接型(direct type)と間接型(indirect type)にわけられ、間接型は加減乗除、積分、微分などを行う演算要素を適当に組合わせて演算を行うもので、振動や過渡現象の究明に非常に有効であつて、工業方面で必要欠くべからざる利器となりつつある。直接型はある物理系を測定しやすい電氣系などで直接模擬して、物理現象と類似の現象を電氣回路に再現させ、電氣的現象として物理現象を解明しようとするものである。本文では、洪水の基礎式が偏微分方程式であるため、計数型や間接相似型の演算器では非常に高価につくので、直接相似型の演算器を試作したが、これは取扱いが比較的便利で、しかも洪水の特性をみる上に非常に好都合である。¹⁷⁾もちろん将来河川の管理を総合的に行うに当つては計算制御の方式をとることが必要で、こうした方面の計数型や間接相似型の演算器の研究が望まれることはいうまでもない。

(2) 本文の立場とその内容

洪水を水の流れの面からみると、工学的な基本問題としてつぎの四つのものが挙げられるだろう。

1. ある降雨があつたとき、どの程度の洪水がおこるかという雨水流出の問題。

2. 貯水池内での洪水流はどのような流れ方をするかという問題。
3. 河道を流下する洪水流はどのような運動をして流れるかという問題。
4. こうした洪水を調節し、水資源を有効に利用するにはどうしたらよいかという問題。

以下これらの問題と本文の各章との関係を明らかにしよう。章の順序が逆になっているのは、記述の便宜のためである。

1. 雨水が地表に降下し雨量強度が流域の浸透能より大きければ、余分の水が次第に地表面に貯溜され、やがて地表面を流下するようになる。こうした過程において、流域の浸透能や地被状態が地表水の流れに及ぼす効果、有効降雨と雨水流出量の関係などを解明すべきであるが、本文の第5章はこうした点を究明しようとしたものである。

2. 洪水が河道に流出すると、重力によつて次第に下流へ流れ去るが、途中に貯水池がある場合どのような運動をするか、また貯水池があるために洪水がどのような変遷を受けるかということが問題となる。この関係は河川総合開発によつて築造される貯水池の操作や利水水量などを決定するものであるが、これらのうち貯水池内を流下する洪水流について究明したのが第3章である。

3. 洪水がさらに下流にやつて来ると、いわゆる有堤部を流れてやがて湖や海に流れ去るが、こうした河道部を流れる洪水流の特性の解明は、河道や堤防の設計に対してきわめて重要な問題であつて、こうした点について詳述したのが第2章である。

4. 最後に、このような洪水を制御調節して、それによる災害を最小限にとめ、しかも利水に大いに利用するには、どのような方策、方式をとればよいか、という総合開発における洪水の処理法が問題である。はじめにも述べたように、TVAはその範例とされているが、かが國の河川に対してとるべき方針について考察を行つたものが第4章である。

以上を要するに、本論文は雨水の流れという面から見た洪水現象を解明するために、直接相似法を利用した電氣的演算器を試作するとともに、それを用いて究明した洪水流の特性を詳述し、さらに洪水調節¹⁵⁾について考察を行つたものである。すなわち、第2章においては、遠水博士の洪水理論¹⁶⁾から出発して、河道における洪水流の流れのある拡散現象と考え、その演算器を試作するとともに、河道における洪水流の特性を明らかにし、さらに、試作演算器を実河川へ適用する際の問題点とその方法を述べ、実例として淀川の洪水流の実態とその特性を究明した。第3章では貯水池における洪水流を取り扱い、貯水池の各部における洪水の流れ方を水理学的に考察するとともに、演算器を試作してその特性を明らかにし、洪水調節などの計算に対して従来から行われている連続式と貯水面が常に水平であるという仮定が、工学的に十分な精度で成立することを示した。第4章は第2章および第3章で得られた成果を利用し洪水調節について考察したもので、特に最大の調節率をうるために必要な貯水池の操作方法を明らかにするとともに、こうした洪水調節が下流部の洪水流にいかなる効果を及ぼすかを究明した。第5章は雨水流出の問題を取り扱つたもので、まずHortonの浸透能曲¹⁸⁾線に対して浸透方程式から検討を加え、さらに有効降雨と雨水流出の関係を上から降雨が流入する薄層流と考えて、流出に関する基礎偏微分方程式を導き、それに対する

演算器と雨水流出の特性について研究した。最後に第6章において以上の成果をまとめて結論としたものである。

参 考 文 献

- 1) 矢野勝正：防災工学総論、防災工学（昭和29年度講習会パンフレット）、土木学会中部支部、昭・30・3、pp.1-1~1-19.
- 2) Rutter, E.J.; Flood-control operation of Tennessee Valley reservoirs, Proc. ASCE, Vol. 76, Separate No. 19, May 1950.
- 3) 矢野勝正：洪水特論、理工図書（理工文庫 NO. 308）、昭・33・4、PP. 1~2.
- 4) 矢野勝正、足立昭平、奥田節夫、樋口明生、大同淳之：養正川模型実験、京大防災研究所創立5周年記念論文集、昭31.11 PP. 241~272.
- 5) 奥田秋夫：洪水予報、防災工学（昭和29年度講習会パンフレット）、土木学会中部支部、昭・30・3、PP. 3-1~3-17.
- 6) 物部良雄：水理学、岩波書店、1950、PP. 351~356.
- 7) Sherman, L.K.; Stream flow from rainfall by unit hydrograph method, ENR, April 7, 1932.
- 8) Bernard, M.M.; An approach to determinate stream flow, Proc. ASCE. March, 1934, P. 347.
- 9) 佐藤清一、吉川秀夫、木村俊晃：降雨から流出量を推定する一方法、土研報告、第87号の2、昭・29・1.
- 10) Linsley, R.K., Kohler, M. A., and Paulhus, J.L.H.; Applied Hydrology, McGraw Hill, N.Y., 1949, P. 500.
- 11) 同上、P. 502.
- 12) Seddon, J.A.; River hydraulics, Trans. ASCE, Vol. 43, 1900, PP. 179~243.
- 13) Hayashi, T.; Mathematical theory and experiment of flood waves, 土木学会論文集、第18号、昭28・9、PP. 13~26.
- 14) Tanaka, K.; On the quasi-steady flow in the open channel, Technology Report of the Osaka Univ., Vol. 2, No. 44, 1952, P. 183.
- 15) Hayami, S.; On the propagation of flood waves, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Bulletin No. 1, 1951.
- 16) 林重憲：自動制御理論におけるラプラス変換論とアナログ・コンピュータの立場、京大工学研究所彙報、第5輯、昭・29・3、PP. 1~10.
- 17) 石原安雄：河水の制御、制御工学、第2巻、第2号、昭・33・7、PP. 5~10.
- 18) Horton, R.E.; Analysis of runoff-plat experiments with varying infiltration-capacity, Trans. AGU, Vol. 20, 1939. pp. 693-711.

第2章 河道における洪水流に関する研究

第1節 概 説

(1) まえがき

河道における洪水流は、洪水時の水の流れ、すなわち水の運動を意味するものであるから、洪水流を厳密に論ずるには、流体運動の基礎式である Navier-Stokes の運動方程式と連続方程式を用うればよいわけであるが、これらの方程式を複雑な条件の下で解くことはほとんど不可能である。そこで、工学的目的からすれば、たとえば水実質部分の運動が不明であつても、大局的に洪水流の実態とその特性が的確に把握できれば、まず満足しなければならない。

こうした洪水流の研究は古くから行われているが、まだ決定的ともいふべき法則は見出されていないようである。この事実は洪水流が非常に複雑でその実態把握の困難さを突証するものであるが、従来の研究方法を大別すると、つぎの四つになるであろう。

1 開水路における非定常水流、すなわち不定流の基礎方程式を、何らの近似をも用いないで、時間と労力をいとわず数値計算によつて解いていくもので、その結果は正確ではあるが、ある一つの条件の下での解であり、種々の条件の場合の解が集積されないと、洪水流の一般的性質を知ることができない。

2 不定流の基礎方程式をある仮定をおいて単純化し、かつ河道も模型化して条件を簡単にし、純解析的に取り扱う方法である。この場合は近似の精度は多少悪くなるが、数学的取扱いが容易で、解の一般的特性を洞察するには好都合であり、従来の理論的研究の大部分のものはこれに含まれる。

3 観測結果に基づいた経験的関係と連続方程式を用いる、いわゆる洪水追跡法と呼ばれているものであつて、実用的方法として最近重要視されている。特定の河道に対しては有効と考えられるが、洪水流の普遍的特性を論ずることは困難である。

4 模型実験による方法であるが、完全な相似律が確立されていない現在では、実河川の洪水流の特性を論ずるまでには至っていないようである。

最近、特に米国において、直接相似法による electrical or electronic analog computer が急速に進歩し、水理現象の解明にも盛んに用いられるようになった。¹⁾ このような方法は方程式の線型、非線型を問わず有効であるが、わが国においてはこれを利用して水理現象を解明した例はほとんどないようである。本章においては、上述のような河道における洪水流に対する computer について研究を行い、洪水流の基礎的諸性質を調べるとともに、これを実河川へ適用する際の問題点とそれに対応する computer の演算要素について論じ、実例として淀川における computer の試作とそれによつて調べた水流の特性を述べる。

つぎに、こうした洪水流についての従来の研究概要とその妥当性を検討するが、その前に本章で使用する記号のうち主なものを挙げておく。(図-2.1.1参照)

流 体 系

- A : 常数 ($C_c \sqrt{I}$)
 A_n : 常数 (\sqrt{I}/n)
 B : 河幅
 B_0 : 標準の河幅
 C_c : Chézy の係数
 Fr : Froude 数 (U/\sqrt{gH})
 H : 水深
 H_m : 洪水時の最高水深
 I : 河床こう配
 Q : 河道を流れる真の流量 (BW)
 S : 貯留量
 U : 平均流速
 W : 単位巾当りの真の流量 (Q/B)
 W_0 : 真の流量を標準河巾で割った量 (Q/B_0)
 g : 重力の加速度
 n : Manning の粗度係数
 t : 時間
 w : 洪水波頂の伝播速度
 x : 下流方向に測った距離
 ϵ : 常数 (μ/A)
 σ : 流れ方向の混合の係数
 μ : 河相係数

電 気 系

- C : コンデンサー
 E_g : プレート回路の直流起電力
 E_c : グリッド回路の直流起電力
 E_{cg} : スクリーングリッド回路の直流起電力
 R : 抵抗
 e_g : グリッド電圧
 k : 常数
 i : 電流
 i_0 : 非線型強制電流
 i_p : プレート電流
 v : 電圧
 v_g : グリッド入力電圧
 v_p : プレート電圧
 τ : 時間

ξ : 距離 (長さ)

変換係数

α : 水深・電圧変換係数 (H/v)

β : 時間変換係数 (t/τ)

γ : 距離変換係数 (x/ξ)

θ : 流量・電流変換係数 (W/i)

Θ : 流量・電流変換係数 ($Q/i = B\theta$)

(2) 従来の研究

よく知られているように、広矩形開水路不定流の基礎式はつぎのとおりである。

連続方程式:

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (2.1.1)$$

運動方程式:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \alpha_m U \frac{\partial U}{\partial x} = g \left(1 - \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{U^2}{C^2 H} \right) \quad (2.1.2)$$

ここに α_m は流速分布に対する補正係数である。

1 数値計算によるもの: これは (2.1.1) および (2.1.2) 式を何らの近似をも行わないで数値的に解くもので、Thomas²⁾, Lawler and Druml³⁾ が行ったように階差式を計算する方法と、Rouse²⁴⁾, Putnam²⁵⁾ の研究のように特性曲線による網目を $x \sim t$ 座標上に構成して図解的に求めるものがある。これらの方法は何らの省略も行わないので、計算が複雑で洪水流の一般的特性を見出すにはあまり都合がよいとはいえない。また、Lawler and Druml の digital computer による計算結果を見ると、計算結果は実測値と比較して数パーセントの差異があり、このことは (2.1.1) および (2.1.2) の両式をいかに厳密に解いても、実河川においては河幅、河床こう配、粗度係数などが複雑に変化しているので、これらの値を計算に導入する際にかかなりの誤差を生じ、結果的には数パーセント程度の誤差は避けられないことを示すものと考えられる。

2 近似解法: (2.1.1) および (2.1.2) 式が純線型でないため、これを数学的に厳密に解くことは不可能である。そこで、洪水流の基礎的特性を調らべることに重点をおいて、洪水流が時間的にかなりゆつくり変化する現象であることに着目し、適当な近似を用いて解析を行つている。すなわち、米田博士の実験結果⁴⁾ からわかるように、(2.1.2) 式の左辺の各項は右辺の各項に比してかなり小であり、さらに河床こう配が比較的大きい場合には、右辺の各項のうち水面こう配を表わす $\partial H / \partial x$ は河床こう配および抵抗の項に比較して小さい。従来、洪水流のこうした性質を利用した多数の近似解が試みられているわけであるが、つぎにその代表的なものについて説明し、若干の考察を加えよう。

(a) $\partial H / \partial t = 0$, $\partial H / \partial x = 0$ とするもの これは (2.1.1) 式と $U = C_c \sqrt{H}$ の 2 式を用いるもので、Kleitz⁵⁾, Seddon⁶⁾, Forchheimer⁷⁾ などによつて研究され、その結果、

洪水波頂附近の流速および水深が変化せず、波頂の伝播速度 w は、

$$w = \frac{1}{B} \left(\frac{dQ}{dH} \right)_m = \left(\frac{dW}{dH} \right)_m \quad (2.1.3)$$

となる。ここに添字 m は波頂における値を示す。(2.1.3) 式は *Kleits-Seddon* の法則として今日でも広く使用されている。このことは洪水流の伝播速度だけを求めるためには、流速と水深の関係が等流のときと同じであるとして、連続の方程式だけから出発しても十分よい近似がえられることを示すものである。こうした関係はその後の洪水流の解析の基礎となる性質として注目すべきものであるが、当然予想されるように、洪水波頂の低減、精度の高い伝播速度を求めるには、さらに近似度の高い解法が必要である。

(b) $\frac{dQ}{dt} = 0$ とするもの (a) の場合より近似度の高いもので、波頂の低減、伝播速度などを求めるのに都合がよく、*Forchheimer*⁸⁾, *Kořeny*⁹⁾, 矢野博士¹⁰⁾ などの研究がある。*Forchheimer* は (2.1.1) 式および

$$Q = B U_* H^{3/2} \left(1 - \frac{\partial H}{\partial x} \right)^{1/2} \quad (2.1.4)$$

を用い、洪水波頂の低減の法則として、波頂では $\frac{\partial H}{\partial x} = 0$ として

$$\Delta H = \frac{Q_m}{2B^2 I} \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \frac{\Delta x}{w} \quad (2.1.5)$$

を求め、また流量を水深のみの関数と仮定して、

$$\Delta H = \frac{Q_m}{2B^2 I} \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \frac{\Delta x^2}{w^2} \quad (2.1.6)$$

を導いた。*Kořeny* は初めから Q が H のみの関数であると仮定し、さらに波頂の伝播速度 w が一定であるとして、次式をえている。

$$\Delta H = 2I \log_e \frac{Q_{m1}}{Q_{m0}} \cdot \Delta x$$

したがって、

$$\frac{Q_{m1}}{Q_{m0}} = \exp \left(\frac{1}{2I} \frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad (2.1.7)$$

となる。ここに、 Q_{m0} , Q_{m1} はそれぞれ Δx 距つた上流および下流の地点における最大流量を示す。

矢野博士は (2.1.1) および (2.1.4) 式を用い、洪水期間中の平均水深に比して洪水波の半波高が小さいとし、さらに *Froude* 数が一定であると仮定して、摂動法 (perturbation) によつてその第1近似解まで求めた。

Forchheimer および *Kořeny* の式は、洪水波高の低減を表わす理論式として 成書に引用され、観測値と比較的よく一致するといわれており、洪水流を研究するにはこの程度の近似でよいように思われる。しかしながら、ここに挙げた諸研究はその解析の過程においてかなりの近似が用いられており、十分な解析とはいえない。

(c) 逐次近似法を用いるもの これは (a) で述べた解を第1近似とし、(2.1.1) の連続方程式を主体として一階偏微分方程式を解く方法である。林博士¹²⁾ はこうした方法で、第2近似解まで求め、広矩形水路で流速分布の補正係数が1と見なされる

場合の解として、Manning 公式を用いて次式をえている。

$$U = (\frac{2}{3}) U_m \text{ (Kleitz - Seddon の法則)} \quad (2.1.8)$$

$$H_m = H_{m0} \exp \left\{ -6 \frac{27}{250} \left(Fr^{\frac{1}{2}} - \frac{4}{9} \right) X \right\} \quad (2.1.9)$$

ここに、 U_m は H_m に対する等流流速、 H_{m0} 、 H_m はそれぞれ $x=0$ 、 $x=X$ における最大水深、 Fr は定常状態のときに水深 H_{m0} に対応すべき Froude 数。

$$\xi = \sqrt{-\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{m0} / g} / L, \quad X = X / \sqrt{g H_{m0} / \left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{m0}}.$$

また、田中博士¹³⁾も同様な研究を行つて上式とは多少異なつた形の解をえている。

以上述べたように、近似解法は洪水流の伝播速度および波高の低減などの特性を解明するにはかなり優れているが、洪水流全体の運動状況を調らべるには十分ではない。

2 洪水追跡法： この方法は、運動方程式を用いる代りに、河道内の貯水量 S と流量 Q との間の関係を経験的に定め、(2.1.1) の連続方程式を解くもので、理論的根拠は乏しいが、洪水流全体を追跡するのに都合よく利用されている。貯水量 と流量 との関係式および数値計算の方法によつて、Puls 法、Modified Puls 法、Steinberg 法、Goodrich 法、Ekdhahl 法、Muskingum 法など¹⁴⁾多数の方法が提案されている。その代表的なものについて説明すると、Puls 法はある区間の河道内に貯留される水量 S とその区間の最下流端から流出する流量 Q_{out} または水位との関係を予め実測結果から求め、この関係とこの区間で (2.1.1) 式を積分してえられる次式を用いて、流入量 Q_{in} を与えて数値積分で Q_{out} を求めようとするものである。

$$dS/dt = Q_{in} - Q_{out} \quad (2.1.10)$$

Muskingum 法は S を Q_{in} と Q_{out} との関数と考えて、

$$S = K \{ x' Q_{in} + (1-x') Q_{out} \} \quad (2.1.11)$$

とおき、観測結果から K および x' の値を予め求めておき、(2.1.10) 式を用いて追跡計算を行うもので、(2.1.11) 式の関係を実測値に合うよう多少修正するとかなり良好な結果がえられるようである³⁾。しかしながらこうした洪水追跡法は、実用的な意味ではかなり有効に利用できるが、その理論的根拠が乏しいので、洪水流の特性解明には十分なものといえないようである。

そのほか、洪水流の厳密な解析が困難であるので、数学的取扱いを容易にするためいわゆる微小振巾理論を用い方程式を線型化して、少なくとも定性的に洪水流の特性を調べようとする試みが、Bonneau¹⁵⁾、Deymier¹⁶⁾、Cagniard¹⁷⁾、Massé¹⁸⁾、林博士¹⁹⁾、Biot²⁰⁾などによつて行われてきた。しかし、これらは波高の小さい水波の研究としてはいずれも興味深いものであるが、振巾が十分に小さいという仮定が実際の洪水とはかなり異なつたものであり、洪水流の研究としてはそのままでは十分なものでない。

第2節 河道用洪水追跡器

(1) 基礎方程式

前節で述べたように、Navier-Stokes の方程式がいかに厳密に水の運動を規定する方程式であるといつても、そのままでは取扱いがはなはだ困難である。そこでいま問題としている洪水流の大局的特質を的確に把握した方程式を基礎とすれば、工学的目的に対しては十分と考えてよい。しかしながら前述のように、従来の研究の多くはこうした目的に対して満足すべきものとはいいいくいが、京大連水博士の洪水流に関する理論^{2.1)}はこの点を十分満足するものと考えられる。以下順序としてこの理論の要点を紹介し、著者が採用した洪水流に対する基礎式について述べよう。

簡単のために、河床状態、こう配および河幅などが平均的にみてほとんど一様であるような河道を考える。ところが、こうした河道においても、これらを詳細に観察すると非常に複雑な形状を呈し、しかも時間的にも常に変動している。洪水流はこのような変転極まりない河道を流下するのであるから、こう配、河幅などを一定したときの大局的にみた平均流と、上記の種々の不規則さによる変動流とから成り立っていると考えられる。

さて、こうした意味での平均流に対する運動方程式は (2.1.2) 式となるが、普通の洪水流に対しては、同式左辺の $d\pi/dt$ の値は右辺の各項に比して十分小さく無視することができる。すなわち、平均流に対する運動方程式を近似的に、

$$U = C_0 \sqrt{(1 - \frac{\partial H}{\partial x}) H} \quad (2.2.1)$$

とすることができる。

一方、流れの変動部分はきわめて複雑であるが、前述のような河道の不規則さによつて発生した一種の乱れと考えることができる。したがつて、これを統計的に処理すると、大きな scale の流れ方向の混合があることがわかるが、連水博士によるとこの混合の係数 σ は $10^6 \sim 10^7$ (0.8.8.単位) の程度といわれている。このような流れ方向の混合を考えると、広矩形水路に対して連続方程式はつぎのようになる。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (U \cdot H)}{\partial x} = \sigma \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \quad (2.2.2)$$

この式に (2.2.1) 式を代入して整理すると、

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{3}{2} U \frac{\partial H}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \quad (2.2.3)$$

ここに、

$$\mu = \left\{ H U / 2 \left(1 - \frac{\partial H}{\partial x} \right) \right\} + \sigma \quad (2.2.4)$$

がえられ、連水博士は上式を摂動法によつて第1近似解まで求め注目すべき成果をえている。それによると、 μ の値は σ の値と同程度の大きさである。

ところで、 σ は一般には π および θ の関数と考えられるが、現在のところその詳細は全く不明である。また μ を与える (2.2.4) 式の第1項も π および θ の関数である。そこでつとも簡単な近似として、 μ の値を少なくとも一つの洪水の全期間にわたつて一定値であると仮定しよう。もちろん、厳密には十分な観測によつて決定す

べきことはいうまでもない。さらに、わが国の河川の大部分は急こう配であるので、(2.2.3)式に、

$$V = C_c \sqrt{IH} \quad (2.2.5)$$

なる仮定を用いて整理すると、

$$\frac{\partial H}{\partial t} + A \frac{\partial H^{3/2}}{\partial x} = -\mu \frac{\partial H}{\partial x^2}, \text{ ただし } A = C_c \sqrt{I} \quad (2.2.6)$$

となる。この(2.2.6)式が本研究に用いた基礎偏微分方程式で、 A, μ の値が実河川に対してどの程度の値になるか、これらの値が洪水流にどのように影響するか、また(2.2.6)式の特性などを調らねば、河道における洪水流の実態とその特性が把握できるわけである。

(2) 流体系と電気系の対応

流体系を電気系に直接対応させ、直接型相似演算器を試作し、洪水流の特性を究明するわけであるが、まず、ここでは流体系をいかなる電気系に対応させるかについて考察する。その方法は種々考えられるが、computerの構成が容易で取扱いも簡単でかつ経済的であることなどを考慮し、以下に述べる方式を採用することにした。

すなわち、まず、

$$- \partial W / \partial x = \partial H / \partial t \quad (2.2.7)$$

で定義される河道の単位巾当りの真の流量 W を(2.2.6)式に用いると、

$$- \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{1}{\mu} W - \frac{A}{\mu} H^{3/2} \quad (2.2.8)$$

がえられる。つぎに、普通用いられるように流体量と電気量の対応を次式のように仮定する。

流 体 量	電 気 量	
H (水深)	$= \alpha v$ (電圧)	} \dots\dots\dots (2.2.9)
W (流量)	$= \theta i$ (電流)	
t (時間)	$= \beta \tau$ (時間)	
x (距離)	$= r \xi$ (距離)	

この関係を(2.2.7)および(2.2.8)式に代入すると、

$$- \frac{\partial i}{\partial \xi} = \frac{\alpha \theta}{\beta \theta} \frac{\partial v}{\partial \tau}, \quad - \frac{\partial v}{\partial \xi} = \frac{\theta r}{\mu \alpha} i - \frac{A \theta^2 r}{\mu} v^{3/2}$$

がえられるが、さらに、

$$C = \alpha r / \beta \theta \quad (2.2.10)$$

$$R = \theta r / \mu \alpha \quad (2.2.11)$$

$$k = A \theta^2 r / \mu \quad (2.2.12)$$

とおくと、上の2式はつぎのようになる。

$$- \partial i / \partial \xi = C \partial v / \partial \tau \quad (2.2.13)$$

$$- \partial v / \partial \xi = R i - k v^{3/2} \quad (2.2.14)$$

上の2式は、図-2.2.1に示すように、単位長さ当りの抵抗が R で静電容量が C なるケーブルに、さらに単位長さ当り $kV^{3/2}$ なる非線型分布直列起電力が存在する場合の偏微分方程式をあらわす。したがって、図-2.2.1で示されている電気回路において、流体系における条件に対応した電気的条件の下で電圧 V または電流 i を測定すれば、所要の解が求められることになる。

(8) 追跡器の構成とその設計

図-2.2.1に示した電気回路を実際に構成するに当たってもっとも重要な問題は、非線型要素をいかに簡単にかつ確実に実現するかということである。本演算器においては、この非線型要素を図-2.2.1のように起電力の形でそのまま導入せず、これを強制電流の形に変換して実現した。すなわち、(2.2.14)式において、

$$i_0 = k V^{3/2} / R = k' V^{3/2} \quad (2.2.15)$$

ただし、

$$k' = k/R = A\alpha^3/\theta \quad (2.2.16)$$

とおくと、

$$-C \frac{dV}{dt} = R(i - i_0) \quad (2.2.17)$$

がえられる。(2.2.18)および(2.2.17)式であらわされる電気回路を示すと図-2.2.2であり、図-2.2.1の非線型起電力は強制電流 i_0 で置換されている。しかもこのような強制電流は、sharp out-off特性を有する五極管の $V_g \sim i_p$ 特性を利用することによつて、十分の精度をもつて容易に実現することができる。すなわち、五極管を図-2.2.3のように結線し、スクリーングリッド電圧 E_{sg} を一定に保ち、グリッドバイアス E_c を適当に選ぶと、入力 V_g とプレート電流 i_p との間には、^{註)}近似的に、

$$i_p = k'' V_g^{3/2} \quad (2.2.18)$$

の関係がある。ここに、 k'' は真空管によつて定まる常数である。しかも五極管の特性として、 E_{sg} が一定である限り、プレート電圧 $V_p = E_p - i_p R_p$ (i_p はプレート電流)の値がかなりの範囲で変動しても、 i_p はほとんど変動しない。したがって、この i_p をプレート回路に対して強制電流とみなすことができる。そこで、入力 V_g として図-2.2.2に示されているコンデンサの端子電圧 V を分圧して用いると、分圧比を α として、

$$i_p = k'' \alpha^3 V^{3/2} \quad (2.2.19)$$

となり、(2.2.15)式と比較して、

$$k' = k'' \alpha^3 \quad (2.2.20)$$

となるように分圧比 α を選ぶと、非線型強制電流 i_0 をこのような五極管のプレート電流 i_p で具現することができる。

註) ここにいうプレート電流 i_p はグリッドバイアスが E_c のときの電流を差引いたものである。

図一 2 . 2 . 4 (a) は、この結果を用いて図一 2 . 2 . 2 に示されている電気回路を実現した際の説明図で、図のように実際の回路製作に当っては電圧の極性を負に選ぶ方が便利である。この場合、 i および i_0 の方向も普通の方とは逆に考えなければならぬことはいうまでもない。図一 2 . 2 . 4 (b) は五極管 68 J 7 を用いた場合の (2 . 2 . 19) 式で示される $3/2$ 乗特性を示したもので、その精度は良好であり、かつプレート電圧 v_p がかなり変化しても、プレート電流 i_p にはほとんど変化が認められず、非線型強制電流源として十分な精度をもつて使用できることを示している。ここで注意すべきことは、 v を分圧するために抵抗 R_g が用いてあることで、こうした場合には、厳密には (2 . 2 . 18) 式の代りに、

$$- \partial i_0 / \partial v_g = C \partial^2 v / \partial v^2 + v / R_g \quad (2.2.21)$$

となるので、実際の回路では v / R_g の項が他の項に比して無視できる程度に R_g を十分大きく選ばなければならない。

以上のようにして演算素子 (河道素子) が構成できたわけであるが、前に述べたように、 A および μ の値が各河道によつて異なり、とくに μ の値はこれを理論的に確定することがむずかしく、十分な観測にまたなければならない。こうした点を考慮すると、河道素子においてこれらの値をある程度可変にすることが望ましい。

さて、(2 . 2 . 13) および (2 . 2 . 17) 式において、 A の値に関係するものは、(2 . 2 . 10)、(2 . 2 . 11)、(2 . 2 . 15) および (2 . 2 . 16) 式を参照するとその値だけであり、しかも μ は μ に無関係であるから、 μ したがつて (2 . 2 . 20) 式より分圧比 α を可変にすればよいことになる。このためには分圧用の抵抗 R_g に可変抵抗を用いればよい。また、 A の値によつて直接分圧比 α を求めるよりも、実際の河道素子の調整からは、ある特定の H したがつて v に対応して、(2 . 2 . 19) 式から計算される i_p すなわち i_0 となるように、間接的に分圧比 α を定めるようにすると便利である。すなわち、(2 . 2 . 15) および (2 . 2 . 16) 式から、

$$i_0 = i_p = A \alpha^{3/2} v^{3/2} / \theta = A H^{3/2} / \theta \quad (2.2.22)$$

の関係を利用するのである。

μ の値に関係するものは抵抗 R だけであるから、 μ と R の関係は、(2 . 2 . 11) 式で与えられる。

(4) 適用例

演算回路の基礎方程式 (2 . 2 . 13) および (2 . 2 . 17) 式は、いうまでもなく \dot{v} および \dot{v}_g についての偏微分方程式であり、このままでは回路を実現することが困難である。そこで \dot{v} について適当な距離で区切つて幾つかのブロックにわけ、各ブロックを図一 2 . 2 . 4 の形の集中定数回路として演算器を構成しなければならない。

そのために、上の 2 式を \dot{v} についてはそのままとし、 \dot{v}_g についての階差式で書きあらためると、

$$-\Delta i = C \cdot \Delta v_g \cdot \frac{dv}{dt} \quad (2.2.23)$$

$$-\Delta \psi = R \cdot \Delta \xi \cdot (i - i_0) \quad (2.2.24)$$

となる。

つぎに、木曾川の笠松・成戸間約16.05 kmの比較的河幅が一様な河道について行つた設計例について、その概要を述べよう。河床こう配は $J = 2.213 \times 10^{-4}$ であるから、Chezyの係数を $C = 20 \sim 40$ (m-sec単位)とすると、 $A = 0.3 \sim 0.6$ となり、一方 $\mu = 10^2 \sim 10^4$ (m-sec単位)と仮定する。いま、この区間を四つのブロックに分けると、各ブロックが代表する距離は4.01 kmとなるから、これを電氣系の単位長に対応させ、流体量をすべてm-sec単位とすれば $\gamma = 4.01 \times 10^3$ となる。記録装置(インキ書きオツシログラフ)、入力装置(任意関数発生装置)などを考慮して、流体系の1日を電氣系の2.4secに対応させると、 $\beta = 3.6 \times 10^4$ となる。これらの値を基礎として、(2.2.10)、(2.2.11)、(2.2.15)および(2.2.16)式を用い、コンデンサーC、抵抗Rおよび強制電流 i_p が電氣的に容易に実現できる値となるように考慮して行つた設計結果を一括表示すると、表-2.2.1のようである。

表-2.2.1 流体系と電氣系の対応(木曾川の例)

流 体 系	電 気 系	変 換 係 数
H (m)	η (volt)	$\alpha = 10^{-1}$
t (sec)	τ (sec)	$\beta = 3.6 \times 10^4$
γ (m)	ξ (mesh)	$\gamma = 4.01 \times 10^3$
W (m ² /sec)	i (ampere)	$\theta = 1.39 \times 10^3$
$AH^{3/2}$ (m ² /sec)	i_p (ampere)	
ただし、 $A = 0.4$ } (m-sec) に対して $\mu = 10^3$ } 単位		$R = 55.9 \Omega$ $C = 8 \mu F$

さらに、上表の場合にAと i_p 、 μ とRの関係を(2.2.22)および(2.2.11)式から計算すると、 $H = 6$ m ($\eta = 60$ volts)に対して、つぎのとおりである。

$$A = 94.7 i_p \quad (2.2.25)$$

$$\mu = 5.59 \times 10^3 / R \quad (2.2.26)$$

ここに、A、 μ はm-sec単位、 i_p はampere単位、Rはohm単位である。

このようにして河道素子の設計ができたわけであるが、図-2.2.5はその回路図を示したものである。この図において、左が上流側で、右が下流側である。また、抵抗Rは μ の値に対して(2.2.26)式から計算でき、Aの値に対応した i_p は分圧用抵抗 R_g で調節すればよい。前にも述べたように、この分圧抵抗は十分大きいことが必要で、ここでは10M Ω と500k $\Omega \sim 1.5$ M Ω の可変抵抗を用いている。なお22.5 voltsの電池と500k Ω の可変抵抗からなる回路は、適当なグリッドバイアス E_g を与えるものであり、定電圧放電管VRA145はそのつぎに連なる河道素子の五極管6BJ7に一定のスクリーン電圧 E_{g2} を与えるものである。

図-2.2.6は洪水追跡器のブロック・ダイアグラムを示したもので、洪水流に対応した電圧が入力装置（任意関数発生装置）で作られ、河道素子の最上流端に加えられる。この電圧が河道素子を通っていく間に、実際の洪水と相似の変歪を受けて下流に伝わっていくが、最下流端の河口では、一般に潮汐のために水位が時間的に変動する。これに対応した下流端の境界条件を演算器に挿入するには、入力装置と同様な装置によればよく、特に湖水の場合のように下流端水位が一定とみなされるような場合には、一定電圧の電池を用いればよい。記録をとるには、記録器用増巾器の入力端子を所要の地点に対応した河道素子の端子に連結すればよいが、分圧抵抗 R_g と同様な意味で、このために演算器の回路状態を乱さないように、増巾器の入力抵抗を十分大きくとらねばならない。試作器ではこれを $5M\Omega$ 以上とした。

試作した洪水追跡器を用いて、木曾川の笠松・成戸間を対象とし、 A および μ の値を一定と仮定して行つた追跡計算例を示したものが図-2.2.7である。この場合、下流端（河口）での境界条件を水位一定（0 m）とした。

この条件は一般には成立しないが、成戸は河口より十分離れていて、その水位は潮汐の影響をほとんど受けないといわれており、また追跡器において、河口条件を普通考えられる範囲内で種々変化して演算を行つても、成戸の水位に影響がないことがわかつたので、簡単のために河口の水位を0 mとしたのである。つぎに水深の零点をどのようにとるかは重要な問題であつて、その詳細な吟味は本章4節で述べるが、ここでは、この区間の河道がほぼ矩形断面に近いので、平均低水位を零点と定め、これを基準にして水深を測ることにした。

図からわかるように、追跡計算の結果は非常に良好で、本節で考察した洪水流に対する基礎方程式（2.2.6）の妥当性を確かめうるとともに、こうした追跡器が河道における洪水流の実態とその特性の究明に対して有力な手段となることを示すものと考えられる。

(5) むすび

本節においては、洪水流に対する基礎方程式を検討し、それを基礎として試作した洪水追跡器と木曾川での追跡計算例について述べたが、明らかにされた諸点を結論的に列挙するとつぎのようである。

1 河幅が比較的一様な河道における洪水流の基礎式としては、遠水博士の理論から導かれた（2.2.6）式を採用してよい。

2 （2.2.6）式を完全に電気回路で模擬することができた。この場合非線型要素は強制電流の形で、五極真空管を用いて十分な精度をもつて実現できた。

3 試作器においては、（2.2.6）式に含まれる河道の状態をあらわす二つの量 A および μ の値を容易に調節することができ、洪水流の特性解明に有力な手段となることがわかつた。

4 （2.2.6）式に含まれる二つの係数 A および μ の値は、次節であらためて詳細に論ずるが、少なくとも一つの洪水期間全体にわたつて一定と仮定してよいことが明らかになつた。

第3節 洪水追跡器による洪水流の基礎的特性の研究

試作した洪水追跡器を用いて、洪水流の基礎的特性、換言すると(2.2.6)式の特性を調べた結果について述べる。なお本節においては、河幅が比較的一様な河道を対象とした場合を述べ、実河川を対象とした場合は次節以下で述べるつもりである。

(1) 定常流

洪水流の基礎方程式(2.2.6)は、定常状態ではつぎのようになる。

$$A \left(a H^{\frac{3}{2}} / dx \right) = \mu \left(a^2 H / dx^2 \right) \quad (2.3.1)$$

上式を x について2回積分すると、

$$\frac{1}{3a} \log_e \left\{ \frac{(k-a)^2}{k^2 + ak + a^2} \right\} + \frac{2}{\sqrt{3} \cdot a} \tan^{-1} \left(\frac{2k+a}{\sqrt{3} \cdot a} \right) = \frac{x}{\varepsilon} + C_0 \quad (2.3.2)$$

ここに、 $k = \sqrt{H}$, $\varepsilon = \mu/A$, a および C_0 は積分常数である。

条件として、

$$x=0 \text{ で } H_1 = 6 \text{ m}, \quad x=40 \text{ km} \text{ で } H=H_2$$

を用い、 $H_2 = 0, 6 \text{ m}$ および 8 m の場合について、 ε の値を種々変化させて(2.3.2)式を計算した結果は図-2.3.1に示すとおりである。図からわかることは、下流端における条件の効果は上流にいくほど小となり、その傾向は ε の値が小なるほど著しい。すなわち、 μ の値が小さく A が大であるような河道、換言すると河道がよく整齊されかつ急こう配で抵抗の小さい場合ほど、下流端条件の影響が上流に及びにくいことになる。こうした性質は、われわれの経験的事実と一致するものである。

(2) 非定常流

洪水流の基礎方程式を再記すると、

$$\frac{\partial H}{\partial t} + A \frac{\partial H^{\frac{3}{2}}}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \quad (2.2.6)$$

となり、普通の洪水追跡問題に対する条件はつぎのとおりである。

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } t=0 \text{ で } H = F_0(x) \\ \text{境界条件: } x=0 \text{ で } H = F_1(t) \\ \quad \quad \quad x=L \text{ で } H = F_2(t) \end{array} \right\} \quad (2.3.3)$$

いま、(2.2.6)式を A で除し、さらに

$$\tau' = At \quad (2.3.4)$$

で定義される新変数 τ' を導入すると、

$$\frac{\partial H}{\partial \tau'} + \frac{\partial H^{\frac{3}{2}}}{\partial x} = \varepsilon \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \quad (2.3.5)$$

がえられ、また、 τ' を用いて条件式(2.3.3)を書きあらためると、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } \tau = 0 \text{ で } H = F_0(x) \\ \text{境界条件: } x = 0 \text{ で } H = F_1(\tau) \\ \quad \quad \quad x = L \text{ で } H = F_2(\tau) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.3.6)$$

となる。したがって、(2.2.6) 式の解の性質が、 A および μ の値によつてどのように変わるかを調べるには、結局 (2.3.5) 式で ε の値を種々に変えて解の性質をみれば十分であることがわかる。また、条件式 (2.3.3) のもとでの (2.2.6) 式の解を、

$$H = \varphi(x, \tau) \dots\dots\dots (2.3.7)$$

と仮定し、さらに新しい関数 Z が (2.2.6) 式と同じ形の方程式、

$$\frac{\partial Z}{\partial \tau} + A' \frac{\partial Z^k}{\partial x} = \mu' \frac{\partial^2 Z}{\partial x^2} \dots\dots\dots (2.3.8)$$

を満足するとしよう。いま、 p を任意の正数とし、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } t = 0 \text{ で } Z = p F_0(x) \\ \text{境界条件: } x = 0 \text{ で } Z = p F_1(\tau) \\ \quad \quad \quad x = L \text{ で } Z = p F_2(\tau) \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.3.9)$$

の条件のもとでの (2.3.8) 式の解が

$$Z = p \varphi(x, \tau) \dots\dots\dots (2.3.10)$$

であるための条件を求めてみよう。このため $Z = p H$ とおいて (2.3.9) および (2.3.10) 式に代入すると、それぞれ (2.3.3) 式および (2.3.7) 式がえられ、また (2.3.8) 式に代入すると、

$$\frac{\partial H}{\partial \tau} + A' p^k \frac{\partial H^k}{\partial x} = \mu' \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} \dots\dots\dots (2.3.11)$$

となる。したがって、上式と (2.2.6) 式を比較すると、

$$A = A' p^k, \quad \mu = \mu' \dots\dots\dots (2.3.12)$$

とおけばよいことになる。すなわち、 μ の値を一定とすると、条件式 (2.3.3) のもとで、ある A の値に対して求めた解を p 倍したものは、その条件式の中にある H に関するものをすべて p 倍し、さらに A の値を p^{-k} 倍したときの解と全く等しくなる。

以上のことを総合すると、(2.2.6) 式の解の性質を調べるためには、(2.3.5) 式で ε の値を種々変化させて、その際の解の性質を調べればよいことになる。以下において種々の条件の下での解を試作演算器を用いて計算した結果を述べよう。

1 段状波の場合: 図-2.3.2の実線は、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } \tau = 0 \text{ で } H = 0_m \\ \text{境界条件: } x = 0_m \text{ で } H_1 = 0, \tau < 0 \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad = 6_m, \tau > 0 \\ \quad \quad \quad x = 4.0 \text{ km で } H_2 = 0_m \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.3.13)$$

の条件のもとで $x = 2.6 \text{ km}$ の点での計算結果であつて、 ε の値が大きいほど水位が上昇し始めるまでの時間は短い、定常状態の水位 H_1 になるまでの時間が大であるから、水位上昇の割合が緩やかである。また同図の破線は、

初期条件: $t = 0$ で $H = H_0$ (定常状態)

境界条件: $x = 0_m$ で $H_1 = b_m$, $t < 0$

$= 0_m$, $t > 0$

$x = 40 km$ で $H_2 = 0_m$

(2.3.14)

のもとでの計算結果で、この場合も水位が下降し始めるまでの時間が ξ の値の増大とともに短くなることは前の場合と同様であるが、水位が下降する割合および定常状態になるまでの時間は前の場合と逆で、 ξ の値が大きいほど水位が急激に下降し、早く定常状態に達する。

図-2.3.3は μ の値を一定とし、 A の値を変えた場合を参考のため示したもので、図中実線、破線はそれぞれ図-2.3.2の実線、破線の場合と同じ条件に対する解を示している。水位の上昇、下降のいずれの場合も、 A の値が大となると水位の変化が始まるまでの時間が短く、その変化の割合が大となり、早く定常状態に達することがわかる。

一般に線型方程式に対しては、Duhamelの重ね合せの定理が成立するので、 $x=0$ での条件 H_1 を変えたときの段状波試験の結果は一つの曲線で表わされ、しかも方程式の特性を示す最良のものとなる。しかるに、いまの場合には、図-2.3.3にみられるように、 H_1 の変化に対してかなり異なつた結果を示しているので、基礎方程式(2.2.6)の左辺第2項の非線型要素の効果がかなりきいており、こうした段状波試験の結果から直ちに洪水流の特性を論ずることは早計で、種々の演算を行つてはじめてその特性が解明できると考えられる。こうした意味で、以下において2.3の基礎的な演算結果について述べる。

2. 矩形波の場合: 図-2.3.4は、

初期条件: $t = 0$ で $H = 0_m$

境界条件: $x = 0_m$ で $H_1 = 0_m$, $t < 0$, $t > t_0$
 $= b_m$, $0 < t < t_0$

$x = 40 km$ で $H_2 = 0_m$

(2.3.15)

の条件のもとで、 $t_0 = 1.03$ (m-sec単位)なる場合の $x = 26 km$ の地点の水位変化を求めたものである。図-2.3.2から予想されるように、 t_0 の値が大きい場合には図-2.3.4とは異なつた性質の解も考えられるが、この図では μ の値が大きいほど波頂が速やかに到達し、波高が低いようである。図-2.3.5は同じ矩形波試験の結果であるが、 A および μ を一定として波高 H_1 を変化させた場合であつて、波高が高くなるほど、波頂の到達時間が短く、波高の低減率は小さくなつて

いる。

図-2.3.6は、

初期条件: $t = 0$ で $H = H_0$ (定常状態)

ただし、 $x = 0$ で $H = H_{0S}$, $x = 40 km$ で $H = 0$

境界条件: $x = 0_m$ で $H_1 = H_{0S}$, $t < 0$, $t > t_0$

$= H_{0S} + 3m$, $0 < t < t_0$

$x = 40 km$ で $H_2 = 0_m$

(2.3.16)

の条件、すなわち基底流量 (H_0 に相当する流量) を種々変化して、その上に波高 3m

の矩形波がある場合の計算結果であつて、基底流量が小さいほど波頂の伝播速度は遅く、波高の低減率が大となつてゐる。

以上述べた矩形波試験に対する図-2.3.4~図-2.3.6から、河道貯留の効果についてつぎのことがいえるだろう。

(a) μ の影響 河道の状態が不規則で、流れ方向の混合の係数が大きく μ が大なる場合には、河道に貯留された水は流れ方向に激しく混合するわけであるから、波高の低減率が大となるが、波高の伝播速度は比較的大となり、洪水が早く下流に伝わることになる。

(b) 波高の影響 流入する矩形波の波高が大きいほど、一時河道に貯留される水量も多いわけであるが、この場合には水深 H も大きく流径 R も大となるはずである。ところが、近似的に $W \propto R^{3/4}$ の関係が成立するので、 H の増加に対する W の増加の割合は、波高が大、したがつて水深が大きいほど大である。すなわち、波高が高い場合は低い場合に較べて、河道に一時貯留される水量に対する流量の比が大となるが、こうした場合には波高の低減率は小となるので、河道貯留の効果が小であるといえるだろう。しかし、Kleitz-Seddonの法則⁶⁾から当然わかるように、波頂の伝播速度は波高が大きいほど大である。

(c) A の影響 A の値の影響は、はじめに述べた理由によつて、波高の効果と全く同等である。すなわち、 A の値が大なる場合、換言すれば流水抵抗が小さく河床こう配が大きいほど、貯留効果が小で、波高の低減率が小さく、波頂の伝播速度が大きい。

(d) 基底流量の影響 基底流量が大きい場合も(b)の波高が大きい場合と同様な傾向であり、基底流量が小さい場合に比し河道貯留の効果が小さい。

したがつて、河道貯留の効果は河相係数 μ の値と、いま考えている河道に貯留されている水柱 S とその区間内の河道単位幅当りの平均の流径 \bar{R} の比 S/\bar{R} によつて表わすことができ、この両者が大きいほど貯留効果が大きいといえる。すなわち、原始的な河道でかつ河幅が広い(波高が小となる)ほど貯留効果が大で波高の減衰が早い、河道が整理されて堤防も直線状に整然と築造されているような河川では、波高の減衰が少なく洪水は早くて大きいことが想像される。

最後に、二つの支川からの出水が合流する場合の合流後の洪水や二山洪水の場合の特性をみるため、上流地点で波高6mの二つの矩形波を与え、他の条件を図-2.3.4の場合と同じにしたときの計算結果を示したものが図-2.3.7である。(a)は同じような幅の二つの矩形波が連続した場合、(b)は前に幅の狭い矩形波がある場合、(c)は後に幅の狭い矩形波がある場合である。(b)のように前に小さい矩形波があると、後続する大きい矩形波の伝播速度が大きいため、これに吸収されて比較的急峻で波高の高い洪水となるが、(c)の場合は後の波が前の大きい波の後部に載つて、だらだらの長い洪水となる。²¹⁾これらの図は複雑な洪水が河道を流下するとき、波形がどのように変化していくかを非常に明確に示しているように思われる。

(3) 洪水波の伝播速度と波高の低減

基礎方程式(2.2.6)が非線型であるので、上述の段状波および矩形波の試験では、方程式の概略の特性を知ることにはできるが、洪水波の伝播速度や波高の低減な

どの洪水流の実用的特性を知ることがむずかしい。そこで、ここではこうした問題を解明するために、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } t = 0 \text{ で } H = 0 \\ \text{境界条件: } x = 0 \text{ で } H_1 = F(t) \\ \quad \quad \quad x \rightarrow \infty \text{ で } H_2 = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.3.17)$$

の条件の下で演算を行つた。ここで問題となるのは $F(t)$ の形である。速水博士も述べられているように²⁾ 流入洪水 $F(t)$ は種々の周期の波から構成され、しかもそのうちの短周期の成分は河道流下の間に減衰し長周期の成分のみが残ると考えられる。したがって $F(t)$ の形が複雑なときには、その一般的特性を表わすことがむずかしくなる。

特定の河川の洪水波の形状は、降雨の条件などによつて異なることはもちろんであるが、本章1節(2)で述べた従来の研究結果によると、洪水波の伝播速度や波高の低減などは、主として波頂付近の洪水波の大きさと形とによつて表わされると考えられる。図-2.3.8は淀川水系木津川の加茂地先における洪水波形について、最高水位 H_K の $1/2$ 以上の部分を無次元表示して比較したものであるが、^{註)} 同図をみると大部分の洪水波形は少なくとも上半分がほぼ同一の形で示されると考えてよいようである。なお、この図において T_K は $H_K/2$ の水深の継続時間を示す。これらの事実からして、 $F(t)$ の形としてある特定のものを用いても、実用的な見地からすると、十分役立つ結果がえられるものと期待できる。

さて、こうした見地から、上流端での洪水波形を表わす量として、最大波高 H_m および水深 $H_m/2$ における継続時間 T を用い、上流端から懸案地点までの距離を L として、

$$H = H_m h, \quad t = TT, \quad x = L\xi \dots\dots\dots (2.3.18)$$

なる無次元量を用いて、基礎方程式(2.2.6)と条件式(2.3.17)とを書きかえると、それぞれつぎのようになる。

$$\frac{\partial h}{\partial \tau} + \alpha' \frac{\partial h^2}{\partial \xi} = \beta' \frac{\partial^2 h}{\partial \xi^2} \dots\dots\dots (2.3.19)$$

$$\text{ただし、} \alpha' = AH_m^2 T/L, \quad \beta' = \mu T/L \dots\dots\dots (2.3.20)$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } T=0 \text{ で } h=0 \\ \text{境界条件: } \xi=0 \text{ で } h_1 = F(T\tau)/H_m = f(T\tau) \\ \quad \quad \quad \xi \rightarrow \infty \text{ で } h_2 = 0 \end{array} \right\} \dots\dots\dots (2.3.21)$$

したがって、(2.3.21)の条件式の下で(2.3.19)式の解を求めると、最大波高の低減率^{註)} H_{mL}/H_m および無次元化された流達時間 t_L/T を、 α' および β' の関数として表わしうるはずである。そこで、図-2.3.9に示すような、

$$h = 171.9 T^{4.8} e^{-0.4t} \dots\dots\dots (2.3.22)$$

で表わされる洪水波を(2.3.21)式の $f(T\tau)$ に用いて、試作演算器により上述の計算を行い、洪水波頂の伝播速度および波高の低減率と α' および β' との関係を求めた。

註)¹⁾ 図-2.3.8の説明は本章第5節(2)1を参照のこと。

註)²⁾ 低減率は $(1 - H_{mL}/H_m)$ と定義する。

図-2.3.10は波高の低減率(H/H_m)と α' および β' との関係を示したもので、 α' の値が大で β' の値が小さいほど低減率が小となっている。すなわち、 L および T を一定とすると、 μ が小さく $AH_m^{3/2}$ が大きくて流れやすい河道で波高の大きい洪水の場合は低減率が小さく、前項で述べたと同じ特性である。また、同一の河道で波高が等しく継続時間の違う洪水の場合には、 α' および β' はともに T に比例するが、波高の低減に対しては α' の方が β' より大きくひびくので、結局 T の大きいだらだらとした洪水が低減しにくいこととなる。こうした関係は本章1節で述べた Forchheimer の(2.1.4)式、林博士の(2.1.9)式などと同じであるが、ただ、この場合には β' の中に河相係数 μ が導入されており、河道の不規則さを量的に表現している点に著しい特徴がある。なお、図中の実線は計算値群の中央と思われるところを連ねたものである。

図-2.3.11は波頂の流達時間、換言すると、洪水波の伝播速度を示したものである。懸案地点での洪水波はかなり平滑化されるので、演算結果から波頂の流達時間を読みとるときにある程度の誤差を伴うが、こうした点を考慮して図をみると、 t_L/T はほぼ β' に無関係で α' の値だけに關係し、 t_L/T と α' とは逆比例の關係にあるといつてよい。一方、波頂の伝播速度についての Kleitz-Seddon の法則は(2.1.3)式であるが、同式より波頂付近で Ohézy の平均流速公式が成立すると仮定すると、伝播速度 w は、

$$w = \frac{dx}{dt} = \frac{2}{3} AH_m^{3/2} \quad (2.3.23)$$

となる。上式において、近似的に波高が低減しないと仮定し、 $dx = L$ 、 $dt = t_L$ とおき、さらに洪水の継続時間 T を導入すると、結局つぎの關係がえられる。

$$t_L/T = 2/3\alpha' \quad (2.3.24)$$

この關係を図示すると図-2.3.11の破線のようになり、演算結果より多少下に位置しているが、両者はほぼ並行している。そこで、(2.3.24)式を基準として、洪水波頂の伝播に関する實用公式を導くと、

$$t_L/T = 0.88/\alpha' \quad (2.3.25)$$

となり、図中の実線で示されている。

(4) むすび

本節においては、前節で述べた河道用洪水追跡器を用いて、比較的一様な河幅を有する河道を流下する洪水流の基礎的諸性質を究明したが、明らかにされた点はつぎのとおりである。

- 1 基礎方程式(2.2.6)は $\tau = At$ なる新しい独立変数を用いると、 ϵ の値によつて特性づけられ、とくに段状波や矩形波に対して有効である。
- 2 (2.2.6)式の非線型要素はかなり大きな影響を及ぼす。
- 3 主として、 μ は波形の変遷に關係し、 A は洪水の遅れと波高の低減に關係する。
- 4 河道貯留の効果を示すパラメーターとして S/\sqrt{g} が導入され、 μ および S/\sqrt{g} が大

きいほど貯留効果が大で、波高の低減率が大となる。

5. 実際の洪水波を対象とするときは、その特性を α' および β' の値によつて示すことができ、波高の低減率は両者に關係し、伝播速度は c のみで定まる。

6. 洪水波頂の流達時間を求める実用公式として、(2.3.25) 式を提案した。

第4節 洪水追跡器の実河川への適用

第2節において、比較的河幅が一様な河道に対する洪水追跡器の原理を述べ、第3節において試作追跡器を用いて行った洪水流に関する基礎的特性の研究結果について説明した。しかし、この追跡器を実河川へ適用する場合には、支派川の流出入、河幅変化の著しい河道、遊水池、河口における潮汐の問題など、多くの課題を解決していかなければならない。本節はこうした問題について研究し、その結果に基づいて、木曾川および淀川などに適用した洪水追跡の実例を述べ、さらに河相の経年変化の究明などに利用した結果を説明して、この洪水追跡器が実河川における洪水流の実態把握に資するところが少なくないことを明らかにしたものである。

(1) 基礎的考察

1. 河幅が変化している河道： 河幅が変化している河道に、本追跡器を適用するに当ってどのようなことを考慮しなければならないかについて述べよう。

(a) 基礎式に対する検討 第2節で採用した洪水流に対する基礎方程式(2.2.6)は、河幅が比較的一様な河道を対象とし、速水博士の洪水理論に基づいたものであつて、これを再記すると、次式のとおりである。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + A \frac{\partial H^{\frac{3}{2}}}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 H}{\partial x^2}, \quad \text{ただし } A = C_c \sqrt{H} \quad (2.2.6)$$

ところで、前節で述べたように、演算結果は実河川における測定値とよく一致し、その特性も洪水流についての経験的事実と全く合致することがわかった。したがつて河幅が変化している河道における洪水流の基礎方程式も、(2.2.6)式と同様に流れを伴う拡散型のものとなると考えてよいだろう。

さて、速水博士の洪水理論に従つて²¹⁾、河道の不規則のために生ずる流れ方向の混合を考え、その係数を σ とすると、一般に、 σ は x と t の関数と考えられる。そうした場合の連続の方程式は、(2.2.2)式と同様に広矩形水路に対して、

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (BHV)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (B\sigma \frac{\partial H}{\partial x}) \quad (2.4.1)$$

となる。一方わが国の河川は比較的急こう配であるので、運動方程式の第1近似式を用いて、

$$V = C_c \sqrt{H} \quad (2.4.2)$$

と仮定してよいだろう。上式を(2.4.1)式に代入すると、

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (ABH^{\frac{3}{2}})}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (B\sigma \frac{\partial H}{\partial x}) \quad (2.4.3)$$

となるが、上式は(2.2.6)式と同型であり、上述の理由によつて、河幅が変化している河道における洪水流の基礎方程式としてよいであろう。しかしながら、(2.4.3)式の誘導に当つてかなりの近似をしているから、実測値との比較にまたないと、その妥当性を簡単に断言するわけにはいかない。さらに、(2.4.3)式と(2.2.6)式とを比較して、実用的見地から(2.4.3)式に含まれている混合の係数 σ を河相係数 μ でおきかえると、次式のようになる。

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (ABH^3)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (B\mu \frac{\partial H}{\partial x}) \quad (2.4.4)$$

なお、平均流速公式として Ohézy 公式の代りに Manning 公式を用い、粗度係数を n とすると、(2.4.4) 式は、

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (A_n B H^5)}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (B\mu \frac{\partial H}{\partial x}) \quad (2.4.5)$$

ただし、 $A_n = \sqrt{I}/n$

となるが、以下においては、(2.4.4) または (2.4.5) 式を河幅が変化している河道における洪水流の基礎式とする。

(b) 河道素子 (演算素子) の回路構成 河幅が比較的一様な河道を対象とし、(2.2.6) 式に基づいて作った河道素子を、河幅が変化する場合の (2.4.4) 式を用いたときに、いかに変えればよいかを考えよう。もちろん、(2.4.5) 式を用いる場合も全く同様に取り扱うことができる。

いま対象としている河道において、ある標準となるような河巾を B_0 (一定) とし、

$$b = B/B_0 \quad (2.4.6)$$

とすると、(2.4.4) 式から、

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{1}{b} \frac{\partial (b A H^3)}{\partial x} = \frac{1}{b} \frac{\partial}{\partial x} (b \mu \frac{\partial H}{\partial x}) \quad (2.4.7)$$

がえられるが、さらに、

$$W_0 = b (A H^3 - \mu \frac{\partial H}{\partial x}) \quad (2.4.8)$$

とおくと、

$$-\frac{\partial W_0}{\partial t} = \frac{1}{b} \frac{\partial W_0}{\partial x} \quad (2.4.9)$$

となる。ここに、 W_0 は河道を流れる真の流量を標準河巾 B_0 で除した量である。

つぎに、第2節と同様に変換係数 α, β, γ および θ を用い、流体量と電気量との対応を、

$$H = \alpha v, \quad W_0 = \theta i, \quad t = \beta \tau, \quad x = \gamma \xi$$

と仮定し、(2.4.8) および (2.4.9) 式に代入すると、

$$-\frac{\partial v}{\partial \tau} = R_1 i - k_1 v^3 \quad (2.4.10)$$

$$-\frac{\partial i}{\partial \tau} = C_1 \frac{\partial v}{\partial \xi} \quad (2.4.11)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= \frac{\alpha \theta}{\beta \gamma} \cdot b = C\theta, & R_1 &= \frac{\theta \tau}{\alpha \mu} \cdot \frac{1}{b} = \frac{R}{b} \\ k_1 &= \frac{A \alpha^3 \tau}{\mu} \end{aligned} \right\} \quad (2.4.12)$$

ただし、 $C = \alpha \tau / \beta \theta$, $R = \theta \tau / \alpha \mu$.

つぎに、(2.4.10)式において、

$$i_{c1} = k_1' v^{3/2}, \quad \text{ただし } k_1' = k_1 / R_1 = A \alpha^{3/2} \bar{b} / \theta \quad (2.4.13)$$

とおくと、

$$-\frac{\partial V}{\partial x} = R_1 (i - i_{c1}) \quad (2.4.14)$$

となる。さて、この洪水追跡器では河道を適当な距離で区切つて、集中定数回路として演算回路を構成するが、(2.4.11)および(2.4.14)式を τ についてはそのままとし、 \bar{E} についての階差式に替きかえると、それぞれ次式となる。

$$\left. \begin{aligned} -\Delta i &= C_2 \cdot \Delta \bar{E}^{1/2} \tau \\ -\Delta v &= R_2 \cdot \Delta \bar{E} (i - i_{c2}) \end{aligned} \right\} \quad (2.4.15)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{ここに、} C_2 &= C_1 = C \cdot \bar{b}, \quad R_2 = \bar{R}_1 = R / \bar{b} \\ i_{c2} &= i_{c1} = i_0 \cdot \bar{b}, \quad \text{ただし } i_0 = A \alpha^{3/2} v^{3/2} / \theta \end{aligned} \right\} \quad (2.4.16)$$

また“—”はそれぞれの量の $\Delta \bar{E}$ 間の平均値を示す。

一方、河幅が比較的一様な河道では、(2.4.16)式において $\bar{b} = 1$ とおけばよいわけであるから、(2.4.15)式に対応して、

$$-\Delta i = C \cdot \Delta \bar{E}^{1/2} \tau, \quad -\Delta v = R \cdot \Delta \bar{E} (i - i_0) \quad (2.4.17)$$

となるが、上式は本章第2節で述べた(2.2.23)および(2.2.24)式にはかならない。

したがつて、(2.4.15)式と(2.4.17)式は形式的に全く同じであるから、河幅が変化している河道の場合も、河幅が一様な河道に対する河道素子をそのまま利用して差支えないことがわかる。ただその場合には、

$$\left. \begin{aligned} C \cdot \Delta \bar{E} \text{ の代りに、} & C_2 \cdot \Delta \bar{E} = C \cdot \bar{b} \cdot \Delta \bar{E} \\ R \cdot \Delta \bar{E} \text{ の代りに、} & R_2 \cdot \Delta \bar{E} = R \cdot \Delta \bar{E} / \bar{b} \\ i_0 \text{ の代りに、} & i_{c2} = i_0 \cdot \bar{b} \end{aligned} \right\} \quad (2.4.18)$$

で与えられる静電容量、電気抵抗および非線型強制電流を挿入することが必要である。これらの関係を図示したものが図-2.4.1であり、図中(a)は(2.4.17)式、(b)は(2.4.15)式であらわされる電気回路を示している。

なお、基礎式として、(2.4.5)式を用いると、(2.4.16)式の最後の式が、

$$i_c = A_m (\alpha v)^{5/3} / \theta \quad (2.4.19)$$

となるだけで、(2.4.15)、(2.4.16)、(2.4.17)および(2.4.18)の階式はそのまま成立する。すなわち、この場合には河道素子の中の非線型特性を $5/2$ 乗から $5/3$ 乗に変更するだけでよいわけである。

2 遊水池、河川の分合流および支川の流入：

(a) 遊水池 遊水池はいうまでもなく洪水時に水を一時貯留して、下流地区の洪水を低減さすためのものであるが、その形式としては、その中を洪水が流下し非常に河

幅の広い河道と考えられるもの、河道と無関係でただ単に水を貯留するだけのもの、およびこれらの中間的なものが考えられる。最後のものは前二者の形式の遊水池の組合せと考えることができるから、はじめの二つの形式の遊水池について考察すれば十分であろう。

第1の場合、すなわち洪水が遊水池の上流側から流入し、その中を流下して下流側の河道に流れ去るような形式のものでは、洪水がその中を直接流下するのであるから非常に河幅の広い河道と全く取扱いが同一であるといえよう。したがって上述の河幅が変化する場合と同じ方法によつて、電氣的模擬を行うことができる。ただ、普通の河道の場合と異なる点は、遊水池の出入口付近でその河幅が急激に変化していることで、追跡器の設計ではこうした局所的影響を十分取り入れられるように、一つの河道素子が代表する区間をなるべく短く選ぶことが必要である。

つぎに、第2の場合、すなわち単に水を貯留するだけの形式の遊水池では、洪水の流れには直接的な関係はないのであるから、上の場合のように河道素子をそのまま利用することはできない。ところが、本演算器は直接相似法によるものであり、流体量と電氣量との間是一对一の対応である。したがって、洪水時にその水の一部分を遊水池に貯留するという現象は、電流の一部分をとつてコンデンサーに貯えることに相応する。またコンデンサーの容量は(2.4.18)の第1式からわかるように、流体系における浸水面積に対応している。よつて、この形式の遊水池の電氣的模擬は、その浸水面積に相当した容量をもつコンデンサーを挿入することで実現することができる。なお、越流堤などを越流した水を貯留するような形式の遊水池では、越流条件に相応する電氣的条件を満たすような電氣回路を通して、コンデンサーを挿入すべきことはいふまでもない。

(b) 河川の合流および支川の流入 この両者は全く同じような現象であるが、まず合流の場合を考えよう。

いま、二つまたはそれ以上の河道が一点で合して一つの河道を形成するものとし、これらの河道を合流点で切り離したとする。この場合、合流点以下の河道では、合流点を上流端の水位与点と考えれば、単一の河道とみることができるから全く問題はない。合流点より上流側の河道については、合流点付近では合流による背水の影響があると考えられる。しかし普通の場合には、背水の影響が貯水池の場合ほど大きいとは考えられず、基礎方程式を導く際に用いた仮定が、そのまま成立しているとみられる程度に小さいとしてよいであろう。こうした考え方をすると、合流の条件としては合流点における連続の条件だけをとればよいことになる。このような流体系における条件を満足する電氣系としては、各河道に対応した河道素子を合流点で単に結び合わせるだけでよいはずである。

つぎに支川の流入は合流と同じ現象と考えられるが、一般に支川は本川に比してかなり小規模であつて流入量も少ない。したがって合流の場合とは異なり、支川の河道に相応する河道素子を設けずに、支川からの流入量だけを与える程度でよいと考えられる。さらに支川のこう配は比較的大きいことが多いが、こうした場合における支川の流入は、本川の洪水に対して強制流入とみなしてよいはずである。したがって支川の流入を洪水追跡器に導入するには、変換係数を用いて支川流量を電流に換算し、これを強

制電流として挿入すればよい。

この場合、流量 Q と電流 i との関係は、 $(2.4.6)$ 、 $(2.4.8)$ および $W_0 = Q/i$ の諸式から、

$$Q = B_0 W_0 = B_0 Q/i = (Q/i), \quad \text{ただし } (Q) = F_0 Q \quad (2.4.20)$$

で与えられる。

なお、合流点付近の支川の河床こう配が小さく、かつ河川規模が比較的大きく、支川における河道貯留の効果が無視できないような場合には、遊水池のときと同じように考えて、支川内の湛水面積（この場合は背水領域）に相当した静電容量を有するコンデンサーを挿入する。さらに重要な支川に対しては、河川の合流と全く同様に取り扱うことが必要である。

(c) 河川の分流 一つの河道が二つまたはそれ以上の河道に分岐する場合を考える。合流の場合に考えたように、分流点で各河道を切り離したとすると、分流点より上流の部分の河道では、一般に低下背水の形となり、合流の場合のようなせき上げの影響を考える必要がないので全く問題はない。

つぎに分流点より下流側の河道については、分流点を上流端での水位与点と考えればよいわけである。したがってこの場合も分流点における条件としては連続の条件だけをとればよく、合流のときと同様に各河道に対応した演算素子を分流点で結び合わせるだけでよいことになる。なお、分流点のときは各河道への分流量は各河道の流水抵抗特に分流点付近の形状および抵抗に支配されるはずであるから、遊水池の出入口付近と同様に、こうした河道の局所的特性を十分に取り入れられるように、一つの河道素子が代表する区間をなるべく短く選ぶ必要がある。

3. 下流端条件： 上で説明したように、本洪水追跡器を実河川に有効に適用できることが明らかになったが、演算に当っては下流端における境界条件を与えなければならない。下流端条件として一般に考えられるものは、

(1) 河川が湖沼に流入する場合

(11) 河川が海洋に流入する場合

の二つに大別することができる。しかし、湖沼の湛水面積がかなり大きくて、流入洪水による水面の上昇が無視できる場合は海洋の場合と全く同様に取り扱うことができ、ただ後者の場合には潮汐の影響が比較的大きいだけである。また、湛水面積が小なる場合は、次章で述べる貯水の場合と同じと考えられるので、その湖沼からの水の流出条件によつて定まるが、これについては後述するつもりである。

一般に河口付近における水面形を規定する条件は河川の流量と外洋における潮位であるが、河口付近の底こう配、海洋地形などが非常に複雑であるので、これを厳密に解明することはきわめて困難である。そこで、まず初めに、模型的な場合を考え、とくに海洋内における定常時の水面形の特性を調べ、こうした場合の基礎的知識をうることにしよう。

図-2.4.2に示すような河口において、 x, y 方向の平均流速を U, V とし、 H を水深とすると、連続の条件は、定常状態に対して次式であらわされる。

$$\partial(UH)/\partial x + \partial(VH)/\partial y = 0 \quad (2.4.21)$$

(a) 流量の分布 いま、 $\Pi_x = \overline{V}H$, $\Pi_y = \overline{V}H$ とおき、さらに、

$$W_x = \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad W_y = \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (2.4.22)$$

と仮定すると、(2.4.21)式は、

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0 \quad (2.4.23)$$

となる。ところが、 ϕ は Laplace の偏微分方程式を満足し、しかも Π を境界にたてた外向きの法線とすると、(2.4.22)式から、 $W_n = \frac{\partial \phi}{\partial n} = 0$ でなければならない。したがって、等角写像を利用して ϕ を求めることができる。

さて、河口すなわち $y=0$, $-B/2 < x < B/2$ の線上に単位長さ当りの強さが m の source が分布しているものとする、

$$m = W/2\pi \quad (2.4.24)$$

とあらわされる。ここに W は河道内における単位巾当りの流量である。したがって、河口線上の $d\mathcal{E}$ の間の source による原点から距離 Z だけ離れた点における複素ポテンシャル $d\mathcal{W}$ は、鏡像を考えて、

$$d\mathcal{W} = \frac{W}{\pi} d\mathcal{E} \cdot \log_e(Z - \mathcal{E}) \quad (2.4.25)$$

となるが、上式を \mathcal{E} について $-B/2$ から $B/2$ まで積分すれば、結局、この場合の複素ポテンシャルとして、次式をうる。

$$\mathcal{W} = \frac{W}{\pi} \left[\mathcal{E} \log_e \frac{Z + B/2}{Z - B/2} + \frac{B}{2} \left\{ \log_e \left(Z^2 - \frac{B^2}{4} \right) - 2 \right\} \right] \quad (2.4.26)$$

上式より流量の分布を計算すると、 $i = \sqrt{-1}$ として、

$$W_x - i W_y = \frac{W}{\pi} \log_e \frac{Z + B/2}{Z - B/2} = \frac{2W}{\pi} \tanh^{-1} \left(\frac{B}{2Z} \right) \quad (2.4.27)$$

となる。

(b) 対称軸上の水面形の基礎方程式 (2.4.27)式で海洋内の流量の分布状態がわかったわけであるが、ここでは簡単のため対称軸すなわち y 軸に沿う水面形の特性について考えることにする。

そこで、(2.4.27)式において、 $x=0$ とおくと $W_x = 0$ であるから、

$$\frac{W_y}{W} = \frac{2}{\pi} \tanh^{-1} \left(\frac{B}{2y} \right) \quad (2.4.28)$$

となる。ただし、 W_y は y 軸に沿う流量をあらわす。すなわち、 y 軸に沿う流量は y の増加とともに減少することとなるから、 y 軸に沿う水面形は巾が広がる水路の水面形と類似のものとなることが予想される。

一方、 y 軸に沿う流線についての Bernoulli の式は、 I を y 方向の底こう配とすると、次式であらわされる。

$$\frac{d}{dy} \left(\frac{V^2}{2g} + H \right) = I - \frac{V^2}{C^2 H} \quad (2.4.29)$$

また、 $V = W_y/H$ であるから、水面形の方程式は、

$$\frac{dH}{dy} = \frac{I - \frac{W_{ye}^2}{g^2 H^3} - \frac{W_{ye}}{g H^2} \frac{dW_{ye}}{dy}}{1 - \frac{W_{ye}^2}{g H^3}} \quad (2.4.30)$$

または、

$$\frac{dH}{dy} = \frac{-\frac{W_{ye}}{g H^2} \frac{dW_{ye}}{dy} - \left(\frac{1}{C^2} - \frac{I}{g} \right) \frac{W_{ye}^2}{H^3}}{1 - \frac{W_{ye}^2}{g H^3}} + I \quad (2.4.31)$$

となる。さらに、限界こう配を $I_c = g/C^2$ 、限界水深を $H_c = \sqrt[3]{W_{ye}^2/g}$ 、水平面から測った水位を $K = H - I \cdot y$ とおいて、

$$\left. \begin{aligned} k &= H/H_c, \quad K = K/H_c, \quad Y = y/B \\ q &= W_{ye}/W, \quad j = IB/2H_c, \quad j_c = I_c B/2H_c \end{aligned} \right\} \quad (2.4.32)$$

で定義される無次元量を導入すると、(2.4.31) 式は $J = j_c - j$ を用いてつぎのように書くことができる。

$$\frac{dk}{dY} = \frac{\left(-\frac{dq}{dY} - J \frac{q}{k} \right) \frac{q}{k^2}}{1 - \frac{q^2}{k^3}} + j \quad (2.4.33)$$

または、

$$\frac{dk}{dY} = \frac{\left(-\frac{dq}{dY} - J \frac{q}{k} \right) \frac{q}{k^2}}{1 - \frac{q^2}{k^3}} \quad (2.4.34)$$

(2.4.33) 式は水深、(2.4.34) 式は水位を定める方程式であるが、いまの場合に対しては、(2.4.28) 式から、

$$q = (2/\pi) \cot^{-1} Y, \quad \frac{dq}{dY} = -(2/\pi) (1/(1+Y^2)) \quad (2.4.35)$$

である。上式を、(2.4.33) または (2.4.34) 式に代入すると、 y 軸に沿う水面形の方程式として次式がえられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{dk}{dY} &= \frac{F_1(k, Y)}{F_2(k, Y)} \\ \text{ただし、} F_1 &= \left(\frac{2}{\pi} \frac{1}{1+Y^2} - J \frac{q}{k} \right) \frac{q}{k^2} + j \left(1 - \frac{q^2}{k^3} \right) \\ F_2 &= 1 - \frac{q^2}{k^3} \\ q &= \frac{2}{\pi} \cot^{-1} Y \end{aligned} \right\} \quad (2.4.36)$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{dk}{dY} &= \frac{F'_1(k, Y)}{F_2(k, Y)} \\ \text{ただし、} F'_1 &= \left(\frac{2}{\pi} \frac{1}{1+Y^2} - J \frac{q}{k} \right) \frac{q}{k^2} \end{aligned} \right\} \quad (2.4.37)$$

(○) 特異点の特性 水面形の特性を調べるには、(2.4.36) または (2.4.37) 式の微分曲線の性質をみればよいが、これらの式は特異点を有する場合があ

るので、特異点の存在領域と特異点の性質を調べなければならない。また、(2.4.36)式と(2.4.37)式の特異点は全く同じ性質のはずであるから、以下においては、(2.4.36)式について考えることにする。

さて、(2.4.36)式の特異点を求めるには、 $F_1 = 0, F_2 = 0$ を連立で解けばよいが、 $q/k^2 \neq 0$ であるから、結局つぎの二つの式を用うればよい。

$$\frac{2}{\pi} \frac{1}{1+Y^2} - J \frac{q}{k} = 0 \quad (2.4.38)$$

$$1 - \frac{q^2}{k^2} = 0 \quad (2.4.39)$$

たとえば、 $J = 2/\pi$ として、上の2式を図示すると、図-2.4.3となるが、 J の値によつて、両曲線の交点(特異点)としては種々の場合が考えられる。

まず、交点の存在領域を求めよう。(2.4.39)式は図-2.4.3に示すように、 $Y=0, k=J$ の点を通り単調に減少する曲線となる。また、 $q, k > 0$ と考えられるから、 Y が正の実数の範囲で(2.4.38)式が成立するためには、

$$J > 0 \quad (2.4.40)$$

でなければならない。すなわち、図-2.4.2の π 軸方向の海底こう図が限界こう配 I_c より小さいことが必要である。つぎに、これら両曲線が交つて特異点が存在するための条件の一つは、両曲線が相接する場合である。そのときの条件を求めると、接点の位置は $Y = 0.1144$ となるから、

$$J \leq 0.6444 \quad (2.4.41)$$

がえられる。また、 J の値が小さくなつて、両曲線が2点で交わるための他の条件は、(2.4.38)式が $Y=0, k=1$ の点を通る場合である。このときの J の値は、 $J = 2/\pi$ となる。

従つて、特異点の存在領域は、

$$\left. \begin{array}{l} \text{特異点が2箇: } 2/\pi < J \leq 0.6444 \\ \text{特異点が1箇: } 0 < J \leq 2/\pi \\ \text{特異点なし: } J \leq 0, J > 0.6444 \end{array} \right\} \quad (2.4.42)$$

となる。

つぎに、微分学の教えるところによれば、

$$\frac{dy}{dx} = \frac{f_1(x, y)}{f_2(x, y)}$$

なる常微分方程式において、特異点を x_0, y_0 とし、 $x = x_0 + x', y = y_0 + y'$ として、 f_1, f_2 を x_0, y_0 の近傍で展開したとき、

$$\frac{dy'}{dx'} = \frac{cx' + dy'}{ax' + by'}$$

がえられたとすると、

$$S^2 - (a+d)S + (ad - bc) = 0$$

の2根 S_1, S_2 (ただし $S_1 < S_2$) が、

実数同符号(等根を含む)のとき: 結節点(nodal point)
 実数異符号のとき: 鞍状点(saddle point)
 虚数のとき: 渦状点(focal point)

である。

さて、(2.4.36)式から、上述の a , b , C および d を計算すると、

$$\left. \begin{aligned} a &= \frac{2J}{K_d}, & b &= \frac{3}{K_d} \\ C &= \frac{J^2}{K_d} (1 - \pi Y_0 q_0) + \frac{2J}{K_d} j, & d &= \frac{J+3j}{K_d} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.43)$$

となり、判別式は、

$$\begin{aligned} D &= (a+d)^2 - 4(ac-bC) \\ &= \frac{J^2}{K_d^2} \left\{ 9 \frac{j^2}{J^2} - 4(3\pi q_0 Y_0 - 1) \right\} \dots\dots\dots (2.4.44) \end{aligned}$$

となるが、 $D \geq 0$ に対応して、

$$\frac{j}{J} \geq \frac{2}{3} \sqrt{3\pi q_0 Y_0 - 1} \dots\dots\dots (2.4.45)$$

の条件がえられる。ここに添字 0 は特異点における値を示す。一方特異点においては(2.4.38)および(2.4.39)式から K_d を消去して、

$$J = \frac{2}{\pi} \frac{q_0^{1/3}}{1+Y_0} \dots\dots\dots (2.4.46)$$

の関係が成立する。ところが、 $J = j_c - j$ であるから、(2.4.45)式と(2.4.46)式から Y_0 を消去することによって、特異点の性質は j および j_c の関係において決定されることになる。また、判別式 $D \geq 0$ のときに結節点と鞍状点のいずれになるかは、2根 S_1, S_2 の符号で定まるが、これは $(a+d-bC)$ の符号で判別できる。すなわち、 $a+d-bC \geq 0$ に対応して、

$$q_0 Y_0 \geq 1/3\pi \dots\dots\dots (2.4.47)$$

となるが、この条件のうち、2根が等号となるものは(2.4.36)式の $F_1=0$ と $F_2=0$ の曲線が相接する場合の(2.4.41)式の条件と一致している。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} Y_0 &\geq 0.1144 \text{ のとき同符号：結節点} \\ Y_0 &< 0.1144 \text{ のとき異符号：鞍状点} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.48)$$

である。

こうした関係を図示したものが図-2.4.4であつて、図中特異点が2箇存在する領域では、(2.4.42)および(2.4.48)式の関係から鞍状点が必ず上流側にあることがわかる。

(d) 水面形の計算例 図-2.4.5は $j_c=1$, $j=0.5$ の場合に外洋の水位を種々変化して行つた水面形の計算例であつて、この場合の特異点は結節点である。この例では外洋の水位が高いときには全領域にわたつて常流であるが、水位が図のA曲線以下になると、河口で射流があらわれ跳水して常流に移り変わる。さらにB曲線以下となると、跳水せずに射流から常流に移り変わることになるのである。

(e) 下流端条件に対する検討 以上述べたように、定常時においても河口付近における水面形を規定する条件は外洋の水位だけでなく、いわゆる支配断面が現われる場合もあつて、かなり複雑であることがわかる。したがつて河口における下流端条件を一義的に外洋の水位で規定するわけにはいかないが、大部分の河川では支配断面が現

われるような場合はきわめてまれである。また、第3節で述べたように基礎方程式(2.4.4)の性質として、下流端条件の影響はあまり上流まで及ばない。そこで、普通の河道に対しては外洋の水面変動(潮汐)をそのまま採用して、演算器に挿入しても、そのための誤差はかなり小さいと考えられる。もちろん、感潮部における潮汐の問題や高潮、津波などの河道への進入の問題などに対しては、基礎方程式(2.4.4)が洪水流を対象としているので、この演算器をそのまま用いるわけにはいかなく、さらに研究を要する課題である。¹⁾

4. 水深の零点： 洪水追跡器で演算を行うに当って、もう一つの重要な問題は水深の零点をどこにとるかである。基礎方程式(2.4.4)の誘導に当って、河道が矩形断面に近い形状をなしていると仮定したので、複雑な断面形状の河道では水深の零点をどうするかという問題が起ってくる。本章第2節(4)の木曾川への適用例では、河道が矩形断面に近かったので平均低水位をとったのであるが、一般の河道に対してはいつも平均低水位をとることはできない。

本洪水追跡器で対象としているものは洪水流であり、その中でも特に洪水の比較的高水位の期間である。(2.4.16)式からわかるように、河道の湛水面積はコンデンサーの静電容量に対応し、流圧は電流に対している。また、本章第1節で述べた従来の研究および(2.4.4)式の誘導過程から推察されるように、洪水流に対しては連続の条件がもつとも重要な要素であると考えられる。すなわち、流量と水深の関係が重要であつて、当然洪水追跡器においてもこうした関係が実河川での関係と一致しなければならない。換言すると、実河川における水位・流量曲線と追跡器における電圧と電流の関係とが特に高水位においてよく合致していることが必要である。

これらの事情を考慮すると、コンデンサーの容量は、高水時の湛水面積から計算して決定し、さらに追跡器で求めた定常時の水位・流量曲線と実際のものが特に高水時によく合うように、追跡器における水深の零点を定めなければならない。どうしても水位・流量曲線を合致できないときは、(2.4.2)式で仮定した $U = C_c \sqrt{IH}$ が満足されないことを意味するからこうしたときには $U = A'H^m$ として、適当な特性を有する真空管を使用して水位・流量曲線を合せるようにしなければならない。しかし多くの河道について演算器を適用したところ、こうした問題は全く起らず、適当な零点を選ぶことによつて良好な結果がえられることがわかつた。

5. A および μ の値の決定： 洪水追跡計算を行うに当っては、基礎方程式(2.4.4)に含まれる A および μ の値をどのように選ぶかが重要になつてくる。

A の値は $A = C_c \sqrt{I}$ ((2.4.5)式の場合は $A_n = \sqrt{I/n}$) であるから、Chézy の係数 C_c (または Manning の粗度係数 n) および河床の平均こう配 I がわかれば計算することができる。一方河相係数 μ の値は、遠水博士によれば $n = 0.0$ 単位で $1.0 \sim 1.0^4$ の程度といわれているが^{2,1)} かなりの範囲で変化しており、実際には観測によつて決定しなければならない。また、 A 、 A_n の値も、 C_c 、 n 、 I が厳密な意味で予め推定することが困難である関係上、最終的には観測によつて決定しなければならないわけである。つぎに観測によつて A および μ の値を決定する二、三の方法を説明しよう。

(a) 矩形波試験による方法 洪水が河道を流下するときには、波形の変歪と波高の低減という二つの効果を受ける。しかし、実際の洪水波には種々の周期の波が含まれていて、きわめて複雑な形状をしており、過去の洪水記録からこれらの二つの効果を分離することは困難である。したがって、洪水記録からその河道に対する A および μ の値を求めることは、あまり好ましい方法とはいえないだろう。そこで、実河川について、本章第3節で述べたような矩形波試験の記録があると、この演算器で A および μ の値を種々に変化して、それと類似の矩形波試験を行って記録をとり、実河川の記録と比較してもつとも妥当な A および μ の値を定めるのが最良の方法と思われる。

(b) 試算的方法 実河川において矩形波試験の記録がない場合には、 A および μ の値を試算的に求めなければならない。そのためにはまず $A = C\sqrt{T}$ あるいは $A_m = \sqrt{T/\mu}$ の関係から A または μ の概略値をあらかじめ計算し、この値を固定し μ の値を可変として記録をとり、実際の記録にもつとも近いものを見出す。しかる後に、 A の値を多少調節して両者の記録が全く合致するときの A および μ の値をもつて所要の値とするのである。この方法によるときは、洪水波の形状がかなり複雑で、波高の低減と波形の変歪の両効果が重なり合つて、波頂も明瞭でないことが多く、演算器の精度（試作器では誤差2～3%を目標とした）とも関連して、ある程度の困難を伴うことはいうまでもない。しかし、実河川において矩形波試験の記録があるものはごく少数であり、大部分の河道ではこの方法によつて A および μ の値を決定しなければならない。

(2) 実河川への適用例

以上洪水追跡器を実河川へ適用する際の問題点と、それに対する処理の方法について述べたのであるが、これらの結果を利用すると、実河川の洪水追跡計算を試作演算器を用いて比較的容易に行うことができる。

1 木曾川への適用例： 図-2.4.6に示すように木曾川の今渡より下流河口に至る約70kmの河道を対象とし、15箇の河道素子を用いた。今渡から犬山まではいわゆる日本ラインであつて、河幅がかなり狭いが、犬山から笠松までは河幅が比較的広く一種の遊水池と考へてよい。また笠松から河口までは比較的一様な河状を呈しており、この区間への適用例は本章第2節でも述べたとおりである。したがって木曾川の今渡から河口までの河道は、河幅が変化し、しかも遊水池を有する実例と考へることができるだろう。

また、本例においては水標の零点を平均低水位としたが、これは前にも述べたように、この区間の河道が比較的矩形に近い断面であるからである。

図-2.4.7は木曾川における洪水追跡の計算例を示したものである。すなわち、今渡におけるかなり高い洪水波は、犬山付近の河幅が急激に拡大している河道に来るとその波高を急に低減するが、笠松、成戸と河道が狭くなると、再び波高が増すようになることが明確に示されており、その実測値との適合性も非常に良好であることがわかる。

2 淀川への適用例： 淀川は木津川、宇治川および桂川の三川が広瀬で合流して大阪湾に注いでいる大河川である。対象とした演算区間は木津川の加茂、宇治川の宇治、桂川の亀岡より下流河口に至る約116kmの河道であつて、演算器の詳細に

については次節であらためて述べるつもりである。したがって、本例は河幅が変化し、しかも河川が合流している場合の好例と考えることができる。

水位の零点は、本例では河川断面がかなり複雑なところから、水位・流量曲線を参照して定めたが、その結果平均水位をもつて零点とするのがもつともよいことがわかった。

図-2.4.9は二つの演算例を示したものであつて、複雑な河道であるにもかかわらず非常によい適合性を示している。

なお、上の二つの例において、下流端の河口での条件としては、河口の水位をいろいろと変えて演算したところ、懸案地点における水位の計算値にほとんど影響を及ぼさなかつたので、いずれの場合も演算の便宜のため水深を零とおいた。

以上、二つの実例について述べたが、これらの結果から、前述の考察に従つて河幅が比較的一様な河道に対する洪水追跡器の回路常数を変更し、あるいは付加的装置を挿入することによつて、河幅の変化、遊水池、河川の分合流、支川の流入などのある場合の洪水追跡器を、十分な精度で実現できることが確證されるとともに、前述の考察の妥当性が実証されたわけである。

(3) 河相の経年変化

基礎方程式(2.4.4)中に含まれている B 、 μ および A の値は河道に特有な値であつて、これらの値を調べることによつて流路の経年変化の模様をみることができると考えられる。

流路は自然のおよび人為的原因によつて変遷するわけであるが、このうち人為的原因、すなわち引き堤や擁水路などによる形状的变化は、過去の工事記録などを調べることによつて比較的容易にわかるはずである。一方、自然的原因によつて生じる河床こう配、河床構成物質、河道の形跡などの変遷は、それらが観測されない限りは、その実態を把握することがはなはだ困難である。このような場合、過去の多くの洪水記録を演算器にかけて A および μ の値をいろいろに変化して計算し、計算結果と実測値とがもつともよく合致するような A および μ の値を見出すようにすれば、こうした場合の経年変化を調べることはできるはずである。

1 筑後川の例： 筑後川は過去において、擁水路などの工事が行われ、また詳細な洪水記録が少ないので、細かい議論をするまでには至らなかつたが、大体のところ μ の値は昭和初期と現在とでは大きな差異は認められず、 8.6×10^{-7} (0.0.8)程度で、大きな変化はないようである。一方 A の値は次表に示すように、河口よ

表-2.4.1 筑後川における A の値(m-sec unit)

河口よりの距離(km)	0~40	40~60
昭和初期	0.5~0.85	1.1~1.2
現在	0.6~0.96	1.0~1.1

り約40kmの地点を境として、昭和の初期と現在とでは、下流側は大きくなり、上流側は小さくなつてゐる。上流部では、河床が洗掘されて次第にゆるいこう配となろうとする河川の一般的傾向を示すものと考えられるが、下流部でこれと逆の傾向にあ

るのは、蛇行している河道を直線化して流路を整正したことによつて、河床こう配が大となつたためと考えられる。

2. 木津川の例： 淀川水系の木津川の加茂・田辺間について、昭和10年以降の主な洪水に対する A および μ の値を調べた結果は図-2.4.10に示すとおりであつて、図中 A_m はこの区間の A の値の平均値、 A_{29} は同様な平均値の昭和29年における値である。図からわかるように、 μ の値は定つた傾向はなく、 $5 \sim 6 \times 10$ (コ-800単位)程度であるが、 A の値は漸次減少する傾向にある。このことは、この期間において砂防工事が行われているので、粗度が大となつたためとは考えられず、上流部ほど洗掘が盛んで河床が低下し、河床こう配が小さくなりつつあるためであろうが、実測結果²²⁾とも一致する傾向である。なお、 A_{29} は前年の値に比較して若干大きい、これは昭和28年の13号台風による未曾有の大出水に際して、多数の土砂が流送され、比較的上流部に堆積して河床こう配が大となつたためと考えられ、特別の場合であろう。

(4) むすび

洪水追跡器を実河川へ適用する際のいろいろの問題に対して考察を加え、実河川への適用例を述べ、さらに演算器の応用の一例として筑後川、木津川の河相の経年変化を調べたが、えられた結果を列挙するとつぎのとおりである。

1. 河幅がかなり変化している河道における洪水流の基礎方程式は、(2.4.4)式または(2.4.5)式によつて与えられる。

2. 上の場合の洪水追跡器は、河幅が比較的一様な河道に対する河道素子をそのまま用い、その中に含まれる回路常数を(2.4.18)式のように変更することによつて、容易に実現することができる。

3. 遊水池の場合、それが河道と似た機能をもっているときは、2と同様にして取り扱うことができ、その機能が単に水を一時貯留する効果だけであるときは、単にコンデンサーを挿入してやればよい。

4. 河川の合流、分流の場合には、背水の影響が特に大きくない限り、河道素子を結び合わせればよく、支川が流入している場合には、強制電流として追跡器に挿入すればよい。

5. 下流端、すなわち河川が湖水や海洋に注ぎ込む河口における条件は、はなはだ複雑である。しかし、定常時の場合には、河口より少し離れた点における潮位をとればよい。洪水時には簡単に定めるわけにはいかないが、普通の場合には、河口の条件が上流地点の水位に大きな影響を及ぼさないの、これを一定としてよい。

6. 演算器における水深の零点は、矩形断面水路の場合には問題はないが、実際の河道の場合には、流量の大なるところで、実際の水位・流量曲線と演算器でえられたそれとが一致するように定めるべきである。二、三の実例で調べたところによると、平均水位か平均低水位を零点とすればよいようである。

7. 実河川における A および μ の値は、結局のところ、多くの演算結果と実測値とがもつともよく一致するときの値から決定すればよい。

1. A および μ の値の経年的変化を調べることによつて、河相（流路）の経年変化をみることができるのであつて、筑後川および木津川の河道状態の経年変化を定量的に示すことができた。

第5節 洪水追跡器による淀川洪水流の実態解明に関する研究

洪水流の基礎的特性については、本章第3節において述べたとおりであるが、実河川においては、こうした簡単な条件のものは少なく、各河道によつて、その形態をかなり異にしている。したがつて、各河道における洪水流の実態を普遍的に定量的表現によつて示すことはかなり困難であつて、個々の場合についてその実態を調べる必要がある。

こうした意味から、洪水追跡器を適用して、洪水流の実態を調べた例として、淀川における実施例について述べる。

(1) 淀川における洪水追跡器の概要

淀川における洪水追跡器の基礎方程式には、実用的見地から、Manningの平均流速公式を用いた(2.4.5)式を採用した。また、設計に際しては、特に河幅の変化並びに木津川、宇治川および桂川の三川合流の問題などを十分に解明できるように、前節で考察した諸条件を十分に考慮した。

1. 設計： 本演算器で採用した変換係数は表-2.5.1に示すとおりである。また、標準の河幅を $B_0 = 600\text{ m}$ としたが、追跡器の河道素子の非線型強制電流 i_0

表-2.5.1 流体量と電気量の対応

流 体 量	電 気 量	変 換 係 数
H (m) : 水深	V (volt) : 電 流	$\alpha = 2 \times 10^{-1}$
t (sec) : 時間	τ (sec) : 時間	$\beta = 1.8 \times 10^4$
x (m) : 距離	ξ (mesh) : 距離	$\gamma = 4 \times 10^3$
W (m^3/sec) : 単位幅当りの流量	i (ampere) : 電 流	$\theta = 3.55 \times 10^3$
<p>ただし、標準河幅 $B_0 = 600\text{ m}$ $A_n = 0.6$ (m-sec) に対して $R = 14.22\text{ } \Omega$ $\mu = 5 \times 10^3$ (") $\theta = 12.5\text{ } \mu\text{F}$</p>		

と A_n の値との関係および抵抗 R と μ の値との関係を(2.4.19)式および(2.4.12)の最後の式によつて表-2.5.1の値を用いて計算すると、それぞれ、

$$H = 8\text{ m} \quad (\gamma = 40\text{ volts}) \quad \text{に対して、}$$

$$i_0 (\text{mA}) = 9 A_n \quad (\text{m-sec unit}) \quad (2.5.1)$$

および、

$$R (\Omega) = 7.1 \times 10^4 / \mu \quad (\text{m-sec unit}) \quad (2.5.2)$$

となる。また、流量 Q (m^3/sec)と電流 i (mA)との関係は、(2.4.20)式から、

$$Q = \theta B_0 i = 2.13 \times 10^3 i \quad (2.5.3)$$

で与えられる。

以上、主として設計の基本的諸数値について述べたが、実際の河道素子の設計に際して特に注意を払った点は、途中の水位計算地点付近の河道の区切り方である。すなわち、実測された洪水記録はその付近の河道形状などの局所的条件の影響をかなり受けているはずである。洪水追跡器によつて計算された値を、このような実測値と比較検討するわけであるから、追跡器においても、できるだけ局所的効果を取り入れるようにしなければならない。そこで、本設計では河道の平面図、横断面図、縦断面図などを参照し、さらに使用する河道素子の数、水位計算点の数およびそれらの地点間の距離などを考慮し、しかも各河道素子に挿入すべきコンデンサーの容量ができるだけ整数となるように、各河道素子が代表する区間を決定した。とくに、水位計算点付近では、その区間をできるだけ短くするようにし、2~4 km とした。各河道素子が代表すべき区間長並びに調整された A_n および μ の値、したがつて (2.4.16) 式から i_{02} および $R_2 \cdot \Delta E$ の値をコンデンサーの容量 $C_2 \cdot \Delta E$ とともに示すと表-2.5.2 のようである。

表-2.5.2 各河道素子が代表する区間とコンデンサー、抵抗および i_{02} の値 (i_{02} は $V = 40$ volts に対するもの)

桂川 水系	地 点	加茂川流入点 (羽東師)							
	電 岡	桂							
	河 道 素 子 番 号	1	2	3	4	5	6	7	8
	区 間 距 離 (km)	4.27	8.53	5.45	1.72	3.60	0.96	4.27	3.49
	i_{02} (mA)	1.15	1.05	4.00	4.90	4.25	3.80	2.30	1.50
	抵 抗 (Ω)	40	100	10	4	8	6	2	2
木津川 水系	地 点	加茂 田 辺 八 幡 広瀬							
	河 道 素 子 番 号	1	2	3	4	5	6	7	8
	区 間 距 離 (km)	1.12	9.40	7.84	1.71	1.80	5.97	1.55	2.75
	i_{02} (mA)	2.40	2.40	4.50	4.15	5.00	3.80	4.60	4.30
	抵 抗 (Ω)	6	27	23	5	6	18	5	22
	コンデンサー (μF)	3	24	16	8	6	12	3	5
宇治川 水系	地 点	宇 治 向 島 淀 広瀬							
	河 道 素 子 番 号	1	2	3	4	5			
	区 間 距 離 (km)	1.41	4.65	0.87	5.13	4.02			
	i_{02} (mA)	4.65	2.20	1.45	1.25	1.55			
	抵 抗 (Ω)	150	50	2	8	8			
	コンデンサー (μF)	1	4	2	8	8			

	地 点	西 島											
	河道素子番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
本川 水系	区間距離 (km)	1.07	5.65	2.13	2.14	5.12	1.41	1.10	5.33	1.21	1.20	3.07	4.09
	i_{02} (mA)	3.25	3.60	4.00	4.50	3.40	4.20	5.20	3.90	4.60	4.15	3.80	3.90
	抵 抗 ($k\Omega$)	2	11	7	4	12	4	3	10	2	2	5	5
	コンデンサー (μF)	3	24	6	8	16	4	3	16	4	5	10	16

つぎに、本例では、前述したように水深の零点を平均水位に選んだが、各水位計算点における平均水位を示したものが表-2.5.3である。すなわち、追跡器で計算された水深にこの表で示されている値を代数的に加えれば、各地点の豊水瀬の水位となるわけである。

表-2.5.3 各豊水瀬における水深の零点 (平均水位)

水 系	豊 水 瀬	平均水位 (cm)	備 考
木 津 川	加 茂	- 7 3	昭和 21 ~ 27 年の平均
	田 辺	+ 7 1	昭和 31 年
	八 幡	+ 4 2	昭和 21 ~ 27 年の平均
桂 川	亀 岡	+ 1 3 0	同 上
	桂	+ 6 8	"
	羽 東 師	- 9 3	"
	納 所	- 5 9	"
宇 治 川	宇 治	- 2 5	"
	向 島	- 1 6 1	"
本 川	広 瀬	- 4 0	"
	牧 方	+ 3	"
	大 日	+ 8	"
	長 柄	+ 2 4 8	"
	西 島	+ 1 4 6	昭和 31 年平均潮位

2 追跡器の構成：

(a) 河道素子 本器の河道素子 (演算素子) の回路を示したものが図-2.5.1である。図中コンデンサー C および抵抗 R は、その素子が代表する区間に対して、表-2.5.2で与えられるものを挿入すればよい。また、 A_n の値に対応した強制電流 i_{02} 、すなわち五極管のプレート電流 i_p を調節するための分圧用抵抗には、 $10M\Omega$ と $0.5 \sim 1.5M\Omega$ の固定抵抗および $500k\Omega$ の可変抵抗を使用した。22.5 Volts と $500k\Omega$ の可変抵抗からなる回路は、五極管に適当なグリッド・バイアス E_g を与えるためのものであり、定電圧放電管は次段の五極管に一定のスクリーン電圧を供給するためのものである。スイッチ S_2 は抵抗 R を短絡して、ジャックに挿入した電流計によつて、プレート電流 i_p を検するとき使用する。また、本器に使用した五極管は日立製 68J7 であつて、その μ 乗特性は図-2.5.2に示すとおりで、

きわめて良好である。

(b) 入力装置 (関数発生装置) 入力装置には、図-2.5.3にその原理を示すように、フォト・トランジスター、二相平衡電動機およびポテンシオメータからなる自動平衡型のものを使用した。すなわち、洪水波を墨書きした紙を図のようにおいて、これを一定速度で巻きとると、フォト・トランジスターは常にその境界線上にあることになるので、フォト・トランジスターの変位とポテンシオメータの回転角とが比例することとなる。したがってポテンシオメータのブラシからは紙上に描かれた洪水波に比例した電圧がえられ、これを直流増幅器で増幅し、出力抵抗を下げて演算器への入力とするのである。本器では水位手点が4点であるので入力装置もそれに応じて4要素となつてゐる。

(c) 記録装置 記録器としては、三栄測器製6要素インキ書きオツシログラフを用い、その増幅器には、演算回路の状態を乱さないように、入力抵抗が10MΩ以上の直流増幅器を使用した。

(d) 追跡器の構成 追跡器のブロック・ダイヤグラムを図-2.5.4に示した。すなわち、加茂、宇治、亀岡において流入洪水流を、西島において潮位を、それぞれ関数発生装置F. G.によつて挿入する。また、宇治および加茂川流入点(羽東師)においてはF. O. IIによつて一定流量が入るようになつてゐる。図中、加茂、亀岡および宇治にあるS. V. は初段の河道素子の68J7に一定のスクリーン電圧を供給するための装置である。また河道素子の68J7の特性を5/3乗特性に合わせるために演算電圧(水深)が零のときプレート電流 i_p を0.1mAに調整するが(図-2.5.2参照)、このベース電流によつて、三川合流点では0.2mAだけ余分の電流を生ずるはずである。これを吸収するための強制電流装置が合流点にあるF. O. Iである。なお、宇治にあるF. O. IIで一定流量を与えようとするときには、上記のベース電流を吸収したうえで一定流量を与えるようにしなければならない。

本器によつて、淀川の洪水追跡計算を行つた結果は、すでに図-2.4.9に示したとおりであつて、細かい点では実測値と計算値とが必ずしも一致していないところもあるが、これは前にも述べたように、実測値には氾濫付近の河道形状などの局所的影響がかなり入つてゐること、また基礎方程式がある程度の近似式であることなどのためと考えられる。しかしながら、各地点について、洪水全体にわたつてかなりよく一致しているので、本器が工学的目的に対して十分利用できるものと考えられる。

(e) 洪水追跡器の利用法 最後に洪水追跡器の利用法について述べよう。

その一つとして、上流地点に出水をみてから、その報告を受けて演算を行い下流地点の洪水を予報するという方法が考えられるが、河川の長さが短く、しかも洪水の流下速度が比較的速いわが国の河川に対しては、あまり有効な利用法とはいえないだろう。もつとも利根川のような大河川の場合には、かなりの時間的余裕があるので、こうした利用法によつて、洪水調節用貯水池や遊水池などの操作法をその都度定めることができ、洪水追跡器の有効な利用法の一つと考えられる。しかしながら、普通の場合に対して、さらに有効な利用法は、あらかじめ予想される範囲の条件のもとで数多くの演算を行つて、洪水流の特性を的確に把握するとともに、これらの結果を図表にあらわして、洪水予報などにも役立たせることである。このような方法によれば、過去に生じなかつたような条件の洪水を流して、その性質をみることもできて、総合

的な洪水流の特性を把握するうえにはなほ都合である。

また、過去に起つた洪水記録を用いて、前節(3)で述べたような河相の経年変化を調べることができるし、またたとえば宇治川における背水の影響を調べて水位と流量の関係を求めたり、あるいは破壊などが起つたとき、もし破壊しなかつたら下流にどの程度の洪水が生じたであろうか、などの演算を行つて、いわゆる出水解析を行うこともできるのである。

以下において、本洪水追跡器の利用法の一例として、淀川の洪水流の特性を調べ、洪水予報に関して若干の考算を加えた結果などについて述べよう。

(2) 河道貯留の効果

淀川筋の河道貯留の効果を考えるときには、これをつぎの三つに分けることができる。すなわち、合流点付近までの各河道における貯留効果および合流点後の本川の河道貯留の効果、並びに木津川、宇治川、桂川がほとんど同一地点で合流しているための各河川への背水による貯留効果が問題となるのであつて、こうした貯留効果をみるために、洪水追跡器を利用したのである。なお、簡単のため以下においては上述の前二者のものを総称して河道貯留の効果と呼び、後者を単に背水による貯留効果と呼ぶことにする。

1. 演算の条件： 上述のようないろいろの貯留効果を調べるための演算方法としては、種々のものが考えられるが、演算結果が洪水予報などに有効に利用できるという点から、つぎのような条件で演算を行つた。

淀川水系の各河川で定められている計画高水流量の変遷は表-2.5.4のとおりである。

表-2.5.4 淀川水系計画高水流量 (m^3 / sec)

年度 河川名	大正6年	昭和13年	昭和27年(註)	昭和29年(註)
宇治川	835	835	835	1,400
木津川	4,650	4,650	5,420	5,200
桂川	1,950	2,730	2,800	2,720
本川	5,560	6,950	7,300	8,650

註) この値は正式のものではないが、昭和13年以降の洪水記録から近畿地方建設局において算定されたものである。

また、こうした計画高水流量はほぼ出水の規模に応じて定められるのが常識である。したがつて表-2.5.4をみてもわかるように、淀川筋に大洪水をみるようなときには、木津川水系に大出水が起つていと考えられ、また、実際に明治以来の大洪水の記録を調べても、必ず木津川水系にかなりの出水をみているのである。よつて、淀川水系の洪水流の特性をみようとするときには、まず第一に木津川水系の出水が主出水である場合を考えなければならない。こうした意味から、以下においては代表的に木津川水系に主出水がある場合を取り扱うこととする。また、桂川および宇治川は支川として取り扱い、本演算の目的からこれらの河川の流量を一定とした。もちろん、桂川水系または宇治川水系の出水を主出水と考えた場合も同様に扱うことができる

ことはいうまでもない。

つぎに貯留効果をみるための演算の条件として、宇治川および桂川に一定流量を流入させ、木津川に洪水流を与えたわけであるが、宇治川および桂川の河道素子をそのままにした場合と、これらの河道素子を取り除いて流量だけを与えた場合との演算を行い、両者の結果を比較することによって、貯留効果を調べたのである。

こうした場合には、下流の懸案地点の洪水に影響する要素は、各支川からの流入量と木津川に与えるべき洪水の大きさと形である。各支川の流量および木津川の洪水の大きさを変化させることは比較的容易であるが、もつとも問題となるのは洪水波形である。そこで、木津川の加茂における過去の出水記録を整理してみると、前述の図-2.3.8に示すとおりである。図-2.3.8は、図-2.5.5に示すように最高水深を H_k 、水深 $H_k/2$ の継続時間を T_k とし、 $H_k/2$ 以上の水深の洪水記録を用いて縦軸に H/H_k 、横軸に t/T_k をとって描いたものである。この図をみると、加茂における洪水波形には、三つの形があるようであるが、これは名張川と伊賀川の出水の時差によるものと考えられる。大洪水となるのは、両者が時間的にほぼ一致する場合と考えられるが、こうした場合の加茂における洪水波形は大略一定の形となり、昭和28年13号台風による大出水の際の波形をその代表的なものと考えてよいようである。このようにして洪水波形が定まると、最高水位 H_k および洪水の継続時間 T_k を変化させることによって、種々の洪水をあらわすことができる。ただし、後述の洪水予報の見地からは、少なくとも加茂において、最高水位 H_k が現われたときまでの観測結果によつて、下流地点の洪水予報ができることが望ましい。ところがこの場合は洪水波形を一定としているので、図-2.5.5に示すように T_k の代りに、 $H_k/2$ が現われたときから最高水位 H_k となつたときまでの時間 T_k をもつて、洪水の継続時間をあらわすこととした。

このように加茂における波形を定めて、その縦軸および横軸を適当に変化したわけであるが、最高水位は $H_k = 3, 5, 7, 9$ mの4種類、継続時間は $T_k = 4, 6, 9, 12$ hrの4種類とし、これらのすべての組合せによつてえられる波形を用いた。支川の流量は、表-2.5.4の計画高水流量を参照して、宇治川では500, 1,000, 1,500 m^3/sec の3種類、桂川では500, 1,000, 1,500, 2,000, 2,500 m^3/sec の5種類とし、両者の合計流量が1,000 m^3/sec から4,000 m^3/sec までの間で500 m^3/sec 間隔となるようなすべての組合せと、両河川からの流入量が等しくて、その合計が0, 250, 500, 750 m^3/sec となる場合とのすべてについて、上述の加茂における波形を与えた場合の演算を行つた。なお、図-2.5.6に加茂および亀岡における昭和28年13号台風による洪水波形を示した。

2 演算結果とその考察：

(a) 背水による貯留効果を考慮する場合 宇治川および桂川の流量を一定とし、かつこれらの河川に対応する河道素子を挿入して、背水による貯留効果を考慮した場合の演算結果の一例を示したものが図-2.5.7および図-2.5.8である。図-2.5.7は $T_k=6$ hr, $H_k=5$ mの洪水を加茂で与えたとき、枚方橋における最高水位 H_m と宇治川の宇治での流量 Q_u および桂川の亀岡での流量 Q_o との関係、並びに加茂橋に

最高水位 H_k が現われてから枚方標に最高水位 H_m があらわれるまでの時間、換言すると洪水没頂の流達時間 t_d と Q_v および Q_o との関係を示したものである。他の条件の場合にもこれと同様な関係がえられるが、いずれの場合も、支川の流量 $Q_o + Q_v$ の増加とともに枚方標の最高水位 H_m が大となり、逆に洪水の流達時間 t_d は小さくなり、したがって洪水の伝播速度は大となっている。つぎに、図-2.5.8 は加茂での最高水位 H_k をパラメータとして、 $Q_o + Q_v = 3000 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の H_m と T_k の関係を示したものであつて、加茂における洪水継続時間 T_k が大なるほど、最高没高の低減が小さく、枚方の最高水位 H_m が大となっている。

さらに、図-2.5.7 および図-2.5.8 をみると、支川からの流入量の合計 $Q_o + Q_v$ が同じであれば、 Q_v および Q_o の割合が変つても、枚方の最高水位 H_m にはほとんど影響しないようである。このことは、木津川および本川の河道における貯留効果が、桂川および宇治川への背水による貯留効果に比してかなり大であるか、あるいは、宇治川および桂川への背水による貯留効果が等しいかのいずれかの原因によると考えられる。また、これらの両原因が重つているとも考えられるが、宇治川の河床こう配が約 $1/6,000$ 、桂川のそれが約 $1/2,500$ であることなど^の両河川の河相の相違を考慮すると、前者が主な原因のように思われる。いずれにしても、いまの場合には支川の流入量は、合計流量 $Q_v + Q_o$ をもって代表してよいようである。

図-2.5.9 は演算を行つたすべての結果を図-2.5.7 と同様に図示したので、(a) 図は H_m を (b) 図は t_d を示している。 H_m および t_d はともに、各支川からの総流入量 $Q_o + Q_v$ と加茂における洪水流の大きさ H_k および継続時間 T_k によつてかなり変化していることがわかる。特に、 T_k による変化は、従来は定性的に考えられていた程度であつたが、こうした洪水流の実態をみる上に重要な要素の一つであり、これを定量的に示したことは一大進歩といつてよいだろう。また (b) 図をみると、 T_k および H_k がともに小さいほど t_d が大となっているが、実際の洪水では、小洪水では T_k が大、大洪水では T_k が小である場合が多いので、この図から小洪水では $t_d \approx 10 \text{ hr}$ 、大洪水では $t_d \approx 6 \text{ hr}$ 程度となることが予想される。

さらに、最大洪水流量の低減の模様を詳しく調べるために、加茂における洪水の最大流量が定常的に流れたと仮定したと^きの枚方における流量 Q_m と、いま考えている洪水による枚方での最大流量 Q_m との差 $q_1 = Q_o - Q_m$ と洪水の継続時間 T_k との関係を、支川の合計流量 $Q_v + Q_o$ をパラメータとして各 H_k ごとに示したものが図-2.5.10 である。継続時間 T_k が大となると q_1 が小となつて定常状態に近づき、また支川流量 $Q_v + Q_o$ が大きくなると貯留効果が小となつて、 q_1 が小となることがわかる。このことは、 $Q_v + Q_o$ が大となると各支川への背水の効果が少なくなり、かつ本川水位が高くなつてゐるため洪水がその上に重なつて、第3節で述べた理由によつて、最大流量の低減率が小となるためである。なお、こうした事実は、降雨量が^き大で出水の規模が大きいほど、貯留効果による最大洪水流量の低減量が小となり、ますます洪水の危険を増大することを示すものであつて、興味ある結果である。

以上、背水による貯留効果を考慮した場合の演算結果の二、三の例と、それに対する若干の考察を行つたのであるが、いずれにしても河道貯留の効果を含めた全体的な貯留効果は、淀川水系の洪水流の特性に対してかなり重要な意義をもつことがわかつ

たわけである。

図-2.5.11は桂川を主出水とした場合の演算結果を示したもので、宇治川流量 Q_u を $800\text{ m}^3/\text{s}$ とし、木津川流量 Q_k を変化した場合である。桂川の亀岡における洪水としては、図-2.5.6に示した昭和28年13号台風による出水のときのものを用い、前と同じ定義で、洪水の継続時間 $T_k=12\text{ hr}$ とし、最大没高を $H_0=4, 5, 6, 7, 8\text{ m}$ とした。この場合にも前と同様な特性を示しているが、洪水の流達時間が、上の場合より1~2時間早くなっている。

(b) 背水による貯留効果を考慮しない場合 さきにも述べたように、木津川の洪水が合流点に到達すると、宇治川および桂川からの流入量と合流して合流点付近の水位が上昇する。したがって、これらの河川の流れはせき上げられることになり、宇治川および桂川の河道に水の一部が貯留されたと同じ結果になる。このせき上げによる宇治川および桂川の河道における貯留効果が、淀川の洪水流に対してどの程度の影響を及ぼすかという問題はきわめて重要であるといわれている。つぎにこうした問題を洪水追跡器を用いて調べた結果について述べよう。

演算の条件は(a)のときと同じであるが、宇治川および桂川に属する河道棄子を取り除いて、流量だけを与えることによつて、これら両河川への背水による貯留効果がないようにする。こうした演算を行うと、その結果は、木津川および本川の河道貯留の効果^{だけ}を含むことになるので、(a)の場合との差を求めることによつて、背水による貯留効果を調べることができるわけである。

図-2.5.12(a)、(b)は演算結果を図-2.5.9と同様に図示したものである。また図-2.5.13はこの場合の最大洪水流量の低減量を調べたもので、図-2.5.10に対応した図である。これらの図をみると、この場合の洪水流の特性は定性的には前の場合と全く同じであるが、当然予想されるように、没頂の流達時間が短く、また最大洪水流量の低減量 $q_2=Q_0-Q_m$ が q_1 に比して減少していることがわかる。なお、宇治川および桂川がほとんど同一地点で木津川と合流しているので、演算に当つては、 Q_u と Q_0 を別々とせず、 Q_u+Q_0 で与えられる流量を合流点に強制的に流入させた。

(c) 貯留効果^{だけ}に対する考察 (a)と(b)の場合の差を求めると、宇治川および桂川への背水による貯留効果が求められ、はじめに述べた河道貯留による効果と背水による効果とが分離できる。図-2.5.14はこのようにしてえられた結果を示したもので、縦軸には $(q_1-q_2)/q_1$ すなわち背水効果による低減量の全低減量に対する割合を、横軸には加茂における洪水継続時間 T_k をとり、 Q_u+Q_0 をパラメーターとして H_k ごとに表わしている。 $H_k=3\text{ m}$ の場合には明瞭な関係を示しておらず、むしろ背水効果がほとんどないともいえるようである。これは、木津川の洪水が小さく、宇治川および桂川からの流入量と同程度またはそれ以下の大きさであり、また全流出量に対する木津川からの洪水流量の占める割合が小さくて、全体としての低減量が小さいので、演算のわずかの誤差もこうした図では大きな誤差となつてあらわれ、このような結果になったものと考えられる。よつて、 $H_k=3\text{ m}$ の場合を除外して考えると、 $H_k=5, 7$ および 9 m の場合には、背水による貯留効果が全貯留効果の中で占める割合 $(q_1-q_2)/q_1$ は、洪水が小で継続時間が長くしかも支川の流入量が小さいほど大きくなるようである。

こうした関係と、図-2.5.10の関係を比較すると、最大洪水流量の低減量 q_1 とその中で背水効果による低減量が占める割合 $(q_1 - q_2)/q_1$ とが、加茂における洪水流の特性 H_k, T_k および支川の流入量 $Q_1 + Q_2$ によって、どのように変化するかについて興味ある関係がえられる。これを定性的に示したものが表-2.5.5である。

表-2.5.5 淀川洪水流の低減特性

枚方における低減特性 条件	木津川加茂における洪水流		宇治川および桂川の流量 $Q_1 + Q_2$
	洪水波高 H_k	継続時間 T_k	
	大 \longleftrightarrow 小	大 \longleftrightarrow 小	大 \longleftrightarrow 小
最大洪水量の低減量 q_1	大 \longleftrightarrow 小	小 \longleftrightarrow 大	小 \longleftrightarrow 大
背水による貯留効果による低減量が占める割合 $(q_1 - q_2)/q_1$	小 \longleftrightarrow 大	大 \longleftrightarrow 小	小 \longleftrightarrow 大
河道貯留の効果による低減量が占める割合 q_2/q_1	大 \longleftrightarrow 小	小 \longleftrightarrow 大	大 \longleftrightarrow 小

すなわち、加茂における最大水深 H_k が大きくなると、全低減量 q_1 が大となり、背水効果による低減量がその中で占める割合 $(q_1 - q_2)/q_1$ は小となり、河道貯留効果によるものが占める割合 q_2/q_1 が増大する。つぎに、洪水継続時間 T_k が長くなると、 q_1 は小となるが、 $(q_1 - q_2)/q_1$ は逆に大となり、したがって q_2/q_1 は減少する。また、支川の流入量が増大すると、 q_1 が小となり、 $(q_1 - q_2)/q_1$ も小となつて q_2/q_1 が大となるのである。こうした関係は、本章第3節(2)および(3)で述べたように、単一の河道を流下する洪水流では、その波高が大きく継続時間が短いほど、洪水の最大流量の低減量が増大し、(低減率は減少する場合もあるが)、また、同一の洪水に対しては、支川流入量が大いほど支川の初期水深が大であるから、洪水が合流したときの背水による貯留効果が減少することなどから説明できよう。

いずれにしても、淀川における河道貯留効果の中で、背水による貯留効果が占める割合は10~30%で、平均して20%前後であることが確認されたわけである。

(3) 洪水の合流特性

淀川は、木津川、宇治川および桂川がほとんど同一地点で合流しているため、これらの河川から洪水が合流によって、どのような変位をうけるかという合流特性は、淀川洪水流の実態を知るうえに一つの重要な要素である。こうした意味で、ここでは洪水流の合流特性を考察しようとするわけであるが、洪水の合流現象はかなり複雑であつて、各支川からの洪水波の形状と大きさ並びに合流時差などによって影響を受けるものと考えられる。

1. 演算の条件: 木津川、宇治川および桂川の三川が合流するが、このうち宇治川がもつとも小規模でかつ流量も少ないので、宇治川流量を一定値 $300 \text{ m}^3/\text{sec}$ とし、木津川の加茂および桂川の亀岡に、昭和28年の13号台風のときの洪水と同じ継続時間で形状も同一であるが、最大洪水流量が異なるいろいろの洪水を流入させて演算を行つた。

一方こうした合流時の特性に影響を与える要素としては、洪水波形、大きさおよび

合流時差などが考えられるが、ここでは上に述べたように、合流時差と洪水流の大きさを覚えてその特性を調べることにし、与えるべき洪水流の継続時間は加茂においては $T_K = 6kr$ 、亀岡においては $T_K = 12kr$ とした。

つぎに、加茂および亀岡の洪水の最大流量を、その和が $2,000, 3,000, 4,000, 5,000, 6,000, 7,000, 8,000 m^3/sec$ となるようにし、かつ加茂における最大流量 Q_K と亀岡における最大流量 Q_G の比を $3/1, 2/1, 1.5/1, 1/1, 1/1.5, 1/2$ とした。ただし、合計流量 $Q_K + Q_G$ が大で Q_K/Q_G の比が小なる場合には、桂川における流量が計画高水流量に比してかなり大となるので、こうした場合は除外した。

また、加茂および亀岡にて与えるべき洪水の時差をあらわす量としては、両地点に最高水位があらわれた時刻の差 T_{K0} を用い、

$$T_{K0} = 0, \pm 6, \pm 12, \pm 18, \pm 24kr$$

の場合を取り扱った。ただし、正号は加茂における出水が亀岡におけるものより早い場合で、負号はその逆の場合を示している。

2 演算結果とその考察： 対象とした懸案地点は (2) の場合と同様に枚方橋とした。図-2.5.15は演算結果の一例を示したもので、 $Q_K + Q_G = 7000 m^3/sec$ 、 $Q_K/Q_G = 1.5/1$ である。この図から合流時差を示す一つのパラメータである T_{K0} の値が零に近づき、両河川からの洪水のピークが重なり合ってくるにつれて、枚方地点における洪水の形状が変わり、最高水位が増大していく様子が非常によく理解できるだろう。

(a) 洪水波頂の流達時間 加茂において最高水位が現われてから、枚方に最高水位があらわれるまでの時間を流達時間と呼び、 t_d であらわすことにする。

図-2.5.16は t_d と T_{K0} および $Q_K + Q_G$ の関係を Q_K/Q_G の流量比ごとに示した結果の一部である。縦軸には流達時間 t_d 、横軸には T_{K0} をとつてあるが、縦軸を加茂に最高水位があらわれたときを時間のはかりはじめとした時間軸と考えることができるので、斜めの鎖線は丁度亀岡に最高水位があらわれた時間を、横軸は加茂に最高水位があらわれた時間を示すことになる。

いま、木津川および桂川からの洪水が、それぞれ単独に流下し、他の河川の洪水がない場合を想定すると、合流ということはないわけであるから、図-2.5.16の表示に従うと、木津川出水だけの場合には横軸に、桂川出水だけの場合には斜めの鎖線に平行で、それぞれの場合の流達時間だけはなれた直線となるはずである。また、合流の場合でも、 T_{K0} が大となると、両河川からの出水の時間的ずれが大きくなるわけであるから、流達時間は、各河川からの出水をおのおの単独に考えた場合とほぼ一致すると考えてよいだろう。こうした関係を考慮して図-2.5.16をみると、合流時の洪水波頂の変化の模様を的確に把握することができる。

たとえば、図-2.5.16 (a) の場合は $Q_K/Q_G = 3/1$ であつて、木津川出水が大きい場合であるが、 t_d は $T_{K0} = +12 \sim 18kr$ で最大で、 $T_{K0} = -6kr$ で最小となつている。これは、大洪水が先で小洪水が後から合流点にやってくるような T_{K0} が正の場合は波頂の流達が遅く、逆の場合には早くなることを示すもので、本章第3節 (2) で述べた単一の河道に大小二つの洪水が相次いで流下したときの特性と全く同じである。また、 $T_{K0} = \pm 24kr$ の場合には、両河川からの出水時差が大きいので、

木津川の出水が単独に流下する場合の流達時間 t_f に近づくと考えられ、図でも t_f の値は両端ではほぼ等しくなっている。また、(d)図の場合も全く同様で、この場合には桂川出水が大きいので、 t_f は $T_{K0} = 6 \sim 12 k_T$ で最小、 $T_{K0} = -6 k_T$ で最大値となっている。つぎに、上述の両極端の間の流達比に対しては、(b)、(c)図で示されているが、流達比が1に近づくと、合流後の洪水が二山洪水となる場合があるわけで、その状態を明確に知ることができる。なお、(c)図は $Q_K/Q_0 = 1/4$ の場合であつて、木津川および桂川の出水が同じ大きさであるが、もし木津川、桂川の河状が全く同一で長さも等しいとすれば、どちらの河川からの出水が先きでも全く同じであるので、 $T_{K0} = 0$ の左右で同じ特性を示すはずである。しかるに、 T_{K0} が正のときには一つの波頂で、負のときには二つの波頂があらわれている場合が多い。これは、本節(2)で述べたように、桂川出水の方が伝播速度が大であり、かつ継続時間も木津川出水の $T_K = 6 k_T$ に比して $T_0 = 12 k_T$ であることによるものと考えられる。すなわち、 T_{K0} が正であつて木津川出水が先行する場合には、 T_{K0} が負であつて桂川出水が先行する場合に比して、合流点での波頂の合流時差が比較的短くなるため、両河川からの出水が重なり合つて一つの波頂をもつ洪水流となるわけである。

(b) 枚方における最高水位 上と同じ演算において、枚方における最高水深 H_m と T_{K0} の関係を、 $Q_K + Q_0$ をパラメーターとして、各流達比ごとに示したものの二、三の例を図-2.5.17に示す。この場合、枚方において二つの波頂がある場合にはそのうちの大きい方をとつて図示した。

合計流達比が一定のとき、枚方にもつとも大きな洪水を生起するような T_{K0} の値は、いずれの場合においても正であつて、しかも合計流達比が大きいほど、また、 Q_K/Q_0 の値が大きく、木津川出水が大きい場合ほど、零に近づいている。こうした関係は、前述したように、木津川、桂川の両出水の伝播速度の差異によつて説明できよう。

つぎに、 $|T_{K0}|$ の値が大きくなると、小さい出水がさきで大きな出水があとのときの方がより大きな H_m を与えるようである。これは、単一の河道に二つの洪水が相次いで生起した場合の特性と全く同様であつて、前述の流達時間の場合とともに注目すべき結果である。

また、図-2.5.17から $Q_K + Q_0$ を一定としたときに、枚方欄に生じる最高水位のうちもつとも大きなものを求め、この最大値 H'_m と Q_K/Q_0 の関係を、 $Q_K + Q_0$ をパラメーターとして示したものが図-2.5.18である。この図をみると、 Q_K/Q_0 の値によつて枚方に生じる最大水位 H'_m が変化し、 Q_K/Q_0 の値が小、すなわち桂川出水が大となるにつれて H'_m が大となっている。この場合には、前述したように、合流による背水効果が全貯留効果の20%程度であるので、桂川と木津川における河道貯留効果の差異を示すものと解することができるが、桂川のそれが木津川のそれよりも小さいことを示すもので、河川の規模からして当然の結果である。

最後に、図-2.5.19は流達の低減の割合をみるために、 $Q_0 = Q_K + Q_0 + Q_T$ ($Q_T = 300 \frac{m^3}{sec}$)として、枚方における最大流達 Q_m との比 Q_m/Q_0 と T_{K0} の関係を、 $Q_K + Q_0$ をパラメーターとして示したもので、図-2.5.17と全く同じ特性を示している。すなわち、 $|T_{K0}|$ が大きいかつ Q_K/Q_0 の値が1に近づくと、 $Q_K + Q_0$ ごとの各曲線が同一の Q_m/Q_0 に集つており、また、 Q_m/Q_0 が最大値となる点を中心にして左右をみる

と、 Q_n/Q_0 の値が小さいときは左方が、大きいときには右方が高くなつて、流注の低減率が小となることを示している。枚方にもつとも大きな洪水を生起するような T_{K0} に対する Q_n/Q_0 の値は、 $Q_n + Q_0$ の合計流注が同じ場合には Q_n/Q_0 の値が小さいほど大で、 Q_n/Q_0 の値が同じ場合には $Q_n + Q_0$ が大きいほど大となつてゐる。

(o) 合流に関する二、三の考察 米田博士は²²⁾ 淀川における実測資料にもとづいて木津川、宇治川および桂川の合流の問題をとり扱つて、合流点直後の地点における最大洪水流注 Q と木津川の八幡、桂川の羽東師、宇治川の向島での合流の影響がないと仮想したときの最大流注 Q_1, Q_2, Q_3 との關係を、

$$Q = K_1 \eta_1 Q_1 + K_2 \eta_2 Q_2 + K_3 \eta_3 Q_3 \quad (2.5.1)$$

であらわした。ここに、 K_1, K_2 および K_3 はそれぞれ木津川、桂川および宇治川のせき上げ係数、 η_1, η_2, η_3 はそれぞれの河川において合流点に直接影響する流注と該河川の実際の洪水の最大流注との比で時差係数である。したがつて、 $K_1 Q_1, K_2 Q_2, K_3 Q_3$ がそれぞれの河川の実際の最大流注であつて、(2.5.1) 式は各河川からの流注の和が合流後の流注となるという連続の条件式にほかならない。

(2.5.1) 式について考察すると、まず、連続の条件式であるから問題はないが、 $K_1, K_2, K_3, \eta_1, \eta_2, \eta_3$ の諸係数をいかに定めるかに問題がある。すなわち、図-2.5.16 および図-2.5.19 からわかるように、 η_1, η_2, η_3 の時差係数は各河川の出水の時差によつて大きく変化し、また、 K_1, K_2, K_3 も各河川からの流注比および出水の時差によつてかなり変化する。したがつて、こうした係数を一義的に定めることは不可能のようである。ただし、図-2.5.19 から前述の T_{K0} の値がほぼ $6hr \sim 3hr$ の範囲では、枚方の最大流注を示す曲線が $T_{K0} = 2 \sim 3hr$ を中心として左右対称であることを考慮すると、近似的に $\eta_1, \dots, K_1, \dots$ などの係数を一義的に定めることもできるのであつて、こうした場合にのみ (2.5.1) 式が有効に利用できるものと考えられる。

しかしながら、 T_{K0} の全区間にわたつて、(2.5.1) 式を有効に利用することは無理であつて、厳密には (a) および (b) で述べたように各河川の洪水の大きさと形状、および出水の時差を同時に考慮しなければならない。

(4) 洪水予報

以上淀川筋の木津川水系加茂、宇治川水系宇治、桂川水系亀岡より下流河口に至る河道における洪水流の特性について、洪水追跡器を利用して調べた結果を述べたのであるが、淀川水系の洪水流は、単一の河道の場合と異なつてかなり複雑である。すなわち、各河川から来襲する洪水流の大きさ、形状、および各河川の出水の時差などが、合流後の洪水流にかなり大きな影響をもつことが明らかにされ、それらの間の定量的な關係が求められた。したがつて、洪水予報を行う場合にも、こうした上流の各河川の出水の状況を十分に考慮しなければならない。

1. 従来の研究： 淀川筋の洪水予報については、有名な坂本助太郎氏²³⁾ の研究があるが、そのうち、ここで考えている河道部の予報に対しては、いわゆる水位法を用いている。^{註)} すなわち、加茂および天龍寺における水位をそれぞれ H_1 および H_2 とすると、枚方課の最高水位 H_m は、

註) 早期の予報に対しては雨量法が用いられている。

$$H_{m1} = -0.5304 + 0.4902 H_1 + 1.0606 H_2 \quad (2.5.2)$$

で与えられる。ここに水位はすべて尺であらわし、加茂および天龍寺のいずれかが最高水位になったとすると、この水位とそれと同時刻の他のものの水位とを用いるのである。

このような方法は、出水が非常に緩慢であつてほぼ定常流に近いと考えられる場合には有効であるが、上で説明したように、淀川筋の洪水流は、その大きさだけでなく形状もかなり重要な要素である。以下において、こうしたことを考慮した予報の方法について述べよう。

2 洪水追跡器を利用した洪水予報：

洪水追跡器を用いて、洪水の予報をしようとする一つの方法として、上流地点の加茂、宇治および亀岡の各地点での出水の状況を知つてから、それらの観測値を用いて演算を行い、下流の懸案地点の洪水を予知する方法が考えられる。しかしながら、淀川に限らず、わが国の大部分の河川はその規模が小さくかつ急こう配であるため、時間的余裕が少なく、10時間程度の場合が多い。またこうした洪水期には関係者は多忙で落着いて演算を行うことができない場合が多いと思われる。したがつて、上述のような方法が必ずしも最良の方法とはいえないだろう。一方、あらかじめ、多くの場合について多数の計算を行つて、その結果を整理して図表に示しておけば、洪水流の特性解明に役立つばかりでなく、洪水予報の面からも有効に利用できるはずである。こうした観点から、以下において淀川筋でもっとも重要な地点の一つである枚方駅の洪水予報について考察しよう。

すでに述べたように、木津川、宇治川および桂川の三河川がほぼ同一地点で合流しているので、洪水予報に当つて、これら河川の出水の状況を十分考慮しなければならぬ。しかしながら、すべての要素を考慮することは厳密ではあるが、工学的には必ずしも最良の方法とはいえない。ここではその一つの方法として、本川筋の洪水にもっとも大きな影響を及ぼす河川の出水を主と考え、他を従と考えた予報法について述べる。本節(2)1で述べたように、淀川筋に大洪水を生起するときは、ほとんど木津川に大出水があつた場合で、桂川出水が木津川出水に較べて大きい場合もあるが、そのときには本川の洪水は中程度のものとなる。こうしたわけで、淀川筋においては木津川出水を主出水とし、他を従と考えてよいといえる。もちろん、桂川出水を主出水とする場合にも以下に述べると同様の取り扱いができることはいうまでもない。

さて、宇治川および桂川の流量を一定とし、木津川の加茂において、昭和28年13号台風による洪水波を基本として種々の洪水を与えたときの枚方における最高水位 H_m と波頂の到達時間 t_f を求めた結果は、図-2.5.9のとおりである。この図は、枚方の最高水位 H_m と波頂の到達時間 t_f と加茂より下流の残流域および桂川、宇治川などの流域からの支川流入量 Q_e との関係を示すものとも考えることができる。したがつて、この図を用いれば、加茂における洪水の状況および各支川からの流入量 Q_e を与えて、枚方における最高水位 H_m および到達時間 t_f を知ることができるわけである。しかしながら、図-2.5.9からわかるように、他の支川からの流入量 Q_e によつて H_m がかなり変化する。したがつて、この図によつて予報を行うには、この支川からの流入量 Q_e の推定がもっとも重要になるのであるが、 Q_e を厳密に推定することはきわめて困難である。そこで、一つの基準として、桂川の流量としては、加茂に最高水

位が現われたと同時刻の流量をとり、宇治川の流量としては、宇治が比較的合流点に近いのでそれより2時間後の流量をとり、これらと残流域からの流入量の和を Q_e としよう。このように支川流量をとるときは、たとえば図-2.5.17に示したように亀岡における水位が上昇時かあるいは下降時かによつて多少の差異があるが、その差異は木津川出水が大きいほど少ないはずである。また、後述するように、残流域からの流入量が枚方最高水位にかなり影響するが、この量の推定の精度をも考慮すると、工学的には、亀岡での洪水が上昇期か下降期かということは問題としなくてよいように思われる。

このようにして、昭和24年のヘスター台風以後の洪水につき、図-2.5.9を用いて、上述の基準に従つて、枚方標の最高水位および流達時間の予報を行つたものが表-2.5.6である。この結果、亀岡および宇治以外の残流域からの流入量がありあることが考えられるので、残流域からの流入量の推定が必要となる。

つぎに、この残流域からの流入量の推定法について考えよう。もちろん、これらも実測によることが望ましいが、現在のところ実測が行われていない。そこで、近似的方法としてこの残流域からの流入量を宇治における流量に関係づけることを考えた。すなわち、普通の洪水の場合は、加茂に最高水位が現われる頃からビワ湖からの放流量がほとんど零となるように、南郷の洗ぜきで調節をしている。したがつて表-2.5.6に示されている宇治の流量は、南郷の洗ぜきから宇治までの残流域からの流出量と考えることができるだろう。また、この流域は、いま考えている他の残流域と地理的に接近しているので、降雨の状況もほぼ等しいと考えてよいだろう。そこでこれ

表-2.5.6 洪水予報推定表

洪水発生年月日	実 測 値							推 定 値		
	加茂最高水位 $H_K(m)$	加茂洪水継続時間 $T_K(hr)$	亀岡流入量 $Q_0(m^3/sec)$	宇治流入量 $Q_u(m^3/sec)$	$Q_u + Q_0$	枚方最高水位 $H_m(m)$	洪水流達時間 $t_f(hr)$	致さすための支川総流入量 枚方最高水位を実測値に合 $Q_e(m^3/sec)$	左の流達時間 Q_e の場合の $t_e(hr)$	推定残流域流入量 (宇治流量を含む) $Q_e - Q_0$
昭24.7.29	6.44	9	900	950	650	5.60	7.0	800	6.5	500
27.7.11	3.07	6	780	—	—	4.05	5.0	1,950	9.0	1,150
25.9.9	4.43	4	500	—	—	3.05	9.0	800	10.0	300
27.6.24	4.58	13	850	—	—	4.63	5.0	1,500	7.5	650
28.6.15	5.33	7	270	600	870	4.16	6.0	900	7.0	630
28.7.5	5.38	6	700	600	1,300	3.83	8.0	1,600	9.2	900
29.7.5	4.11	9	490	900	1,390	4.74	7.0	2,150	7.5	1,660
29.9.18	4.68	8	360	—	—	4.05	7.0	1,100	8.2	740
31.9.27	6.61	4	740	700	1,440	5.46	5.5	1,800	6.6	1,060

らの残流域からの流入量と宇治の流量との間に何等かの関係があるとして、表-2.5.6から、宇治の流量 Q_U と図-2.5.9から逆算された宇治の流量と残流域からの流入量の和の関係を図示すると図-2.5.20となる。この図をみると、上述の考察の妥当性を比較的よく説明しているようである。

最後に、これらの図を用いた洪水予報の方法を説明しよう。まず、加茂において最高水位が現われたとすると、それまでの観測結果から T_k と H_k を求められる。一方、それと同時期の亀岡の流量 Q_G は観測によつて知ることができる。つぎに、宇治における流量 Q_U はそれより2時間後のものであるが、これはそれまでの出水の状況や降雨条件によつて、単位図法や第5章で述べる雨水流用演算器を用いてかなりの精度で推定できるだろう。 Q_U がわかると、図-2.5.20から宇治および他の残流域からの流量の総和が求まる。これとさきに述べた亀岡の流量 Q_G を加えると全支流流入量 Q_e が推定できるわけである。この Q_e と H_k, T_k を用いて図-2.5.9から枚方の最高水位 H_m と流達時間 t_L を知ることができる。なおこの方法による洪水予報の精度は、図-2.5.20に間接的に示されているわけであつて、かなり良好な結果が期待される。

(5) むすび

本節においては、洪水追跡器を利用して、淀川筋の洪水流の特性、特に河道貯留、背水による貯留効果、洪水流の合流について調べた結果を述べ、洪水予報^報に関して考察した。こうして結論的にえられた結果を挙げると、つぎのとおりである。

1 本章第3節で述べた洪水追跡器の実河川への適用法を淀川筋に応用して、淀川水系におけるきわめて有効な洪水追跡器を作製することができた。

2 加茂における最大洪水流量が同一の場合には、その出水の継続時間が長くなると、枚方の最大洪水流量が大となつて、ピークの低減量が小となり、かつ波頂の流達時間が短くなる。また、他河川からの流入量が增大すると、低減量が減少し、流達時間が短くなる。

3 加茂における出水の継続時間が同じで洪水流量が異なる場合には、流入洪水流量が大きいほどその低減^量が大であるが、低減量と流入洪水流量との比で表わした低減率は流入洪水流量が小なるほど大である。

4 背水による貯留効果は、木津川出水を主洪水とすると、加茂・枚方間の全貯留効果の10~30%、平均20%程度であつて、加茂における洪水が小さくて継続時間が長く、しかも^他河川からの流入量が小さいほど小となる。

5 木津川および桂川の最大洪水流量の合計を一定とすると、河道の規模が小さく急こう配である桂川水系に大きな洪水をみたときの方が、枚方の最大洪水流量を増大する。

6 木津川および桂川の出水の時差を一定とするときは、合流点にまず小さい出水がきて、後に大きい出水がくる場合の方が、大出水がさきにくる場合に較べて、合流後の洪水波形が尖鋭で波高も大きく、流達時間が短くなることが確認された。

7 木津川および桂川の出水の時差が大きくなると、枚方では二つの洪水波頂が現われるが、時差が12時間以内の場合にはほとんど一つの波頂しか現われない。

8 枚方における最大洪水流量は両河川の出水の時差によつてかなり変化する。時差が±3時間以内では、枚方の水位にして100m程度の差異しか生じないが、±6

～18時間程度のときには、合流時差の増大とともに枚方の最高水位が急激に減少する。それ以上時差が大きくなると、両河川からの出水が互に直接合流し合わなくなり、減少の割合が減って一定値に近づく傾向にある。

9. 加茂における出水の継続時間と最高水位および亀岡、宇治、その他の残流域からの流入量を知って、枚方の最高水位と流達時間を予報する方法を提案した。

第6節 結 論

河道を流れる洪水流に対する演算器、すなわち河道用洪水追跡器の理論とその応用並びに洪水流の特性を述べ、さらにこの洪水追跡器を利用して、澗川水系の洪水流の突態を調べた結果を説明したが、これらを要約するとつぎのとおりである。

河道を流れる洪水流は、もちろん水の運動であるから、水流に関する不定流の基礎方程式を解けばよいわけである。しかし基礎方程式が非線型であるために、従来はかなり大胆な仮定を行って解析しており、少なくとも実河川における洪水流の突態を的確に把握するまでには至っていなかったようである。

一方、洪水流に関しては京大速水博士が流れ方向の混合を考慮したすばらしい理論を展開されているが、著者はこの理論に従って、矩形水路における洪水流に対する基礎方程式として、

$$\frac{\partial H}{\partial t} + A \frac{\partial H^{3/2}}{\partial x} = \mu \frac{\partial^2 H}{\partial x^2}$$

を採用した。上式は非線型であるために、数学的解析が困難であるが、最近すばらしい発展を遂げつつある電気工学ないし電子工学を利用したいわゆるアナログ・コンピューターを用いることによつて、比較的容易にその解を求めることができる。第2節においては、上記の基礎方程式を直接電気回路で模擬する方法および演算素子（河道素子）の構成を説明し、河道用洪水追跡器の設計法を明らかにした。

第3節では、上の基礎方程式の性質を試作演算器によつて調べた結果を説明し、河幅が一様な河道における段状洪水波が $C = \mu/A$ の値によつて特性づけられることを明らかにし、非線型要素の効果がかなりきいてくることを確認した。また、一般の洪水波は、(2.3.20)式で定義される α' および β' によつて特性づけられ、波頂の伝播速度が近似的に、

$$t_L/T = 0.88/\alpha'$$

で示され、波高の低減率が α' および β' の値に関係し、図-2.3.10のようになることを明らかにした。つぎに河道貯留の効果は、 μ および S/\sqrt{W} の値が大きいほど大であつて、その関係は α' が小で β' が大であることと全く同じ意味であることを確かめ μ および S/\sqrt{W} の大小によつて、河道貯留効果を一般的に比較できることを説明した。

第4節では、第2節で述べた洪水追跡器を実河川に適用する方法を説明した。すなわち、実河川における洪水流の基礎方程式は、

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (ABH^{3/2})}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (B\mu \frac{\partial H}{\partial x})$$

あるいは

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial (A_n B H^{3/2})}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x} (B\mu \frac{\partial H}{\partial x})$$

となるが、これらを電氣的に模擬する方法は、第2節で述べたと全く同様であつて、河道素子も前のものをそのまま用いることができる。こうしてえられた洪水追跡器を実河川へ適用するには、さらに遊水池、分合流、下流端における境界条件、水深の零点、並びに方程式中に含まれる μ および A または A_n の決定などの重要な問題がある

が、これらに対する対策または方法を説明した。ついで、これらの結果を総合して試作した洪水追跡器を木曾川および淀川に適用してその性能を調べたところ、きわめて満足すべきものであることがわかった。最後に、洪水追跡器の応用の一例として、筑後川および淀川の河相の経年変化を、方程式中に含まれている A および μ の値の変化によつて調べた。その結果、これらの河川では μ の値はほぼ一定であるのに対し、 A の値が改修工事の完了した河道では小さくなり、改修が進行しつつある河道では大きくなっていることが確認されたが、とくに A の値は洪水流の特性に大きくひびくのでこうした事実が改修工事の方向を定める一つの指針となるのではないかと考えられる。

第5節においては、洪水追跡器を奥河川に利用した実例として、淀川水系の洪水追跡器の概要と洪水流の特性を調べた結果を述べた。すなわち、淀川水系に適用した洪水追跡器はきわめて良好な性能を有することが確認された。また、洪水追跡器によつて淀川筋の洪水流の特性を調べたところ、河道貯留の効果は、上流地点の洪水の大きさと継続時間および残流域または他の支川からの流入量によつてかなり変化し、これらの関係を定量的に示すことができた。また、背水による貯留効果は、木津川出水を主出水とし、上流水位与点を加茂、懸案地点を枚方とするときには、全貯留効果の20%程度であることがわかった。さらに、木津川および桂川の両出水の合流の状況を調べたところ、枚方の最高水位は合流時差が3時間程度のときにはあまり変化しないが、6～18時間のときには時差の増大とともに急激に減少することが定量的に示され、ついで両河川からの出水の大きさが異なるときには、小出水がさきに合流点に来る場合の方が、枚方の洪水波が尖鋭でかつ高く、早く最高水位があらわれることを確かめた。最後に、これらの成果を利用して洪水の予報を行う一方法を提案したが、この方法は木津川出水を主洪水と考え、加茂における洪水の最高水位と継続時間および他の河川からの流入量を知つて、枚方における最高水位とそれが現われる時刻とを予知するものであつて、従来の水位法と異なつて、上流地点における洪水波の形状を示す一つのパラメーターとして、新たに洪水継続時間を導入している。したがつて、その予知の精度はかなり高いものと期待されるのである。

参 考 文 献

- 1) Linsley, R.K., Foskett, L. W., and Kohler, M.A.: Electronic device speeds flood forecasting, E.N.R., Vol. 141, Dec. 23, 1948, pp. 64~66.
Veen, J.V.: The calculation of tides in new channels, Trans. AGU, Vol. 28, No. 6, Dec. 1947, pp. 861~866.
- 2) Thomas, H.A.: Graphical integration of the floodwave equations, Trans. AGU, 1940. pp. 596~602.
- 3) Lawler, E.A., and Druml, F.U.: Hydraulic problem solution on electronic computers, Proc. ASCE, Vol. 84, No. 471, Jan. 1958, No. 1515.
- 4) 米田正文: 淀川計画高水論, 昭²⁷~~24~~.
- 5) Kleitz: Annales des Ponts et Chausse'e, 1877, pp. 133~196.
- 6) Seddon, J.A.: River hydraulics, Trans. ASCE, Vol. 43, June 1900, pp. 179~243.
- 7) Forchheimer, P.: Hydraulik, Teubner, Leipzig und Berlin, 1930, p. 292.
- 8) Forchheimer, P.: 同上 pp. 299~302.
- 9) Koženy, J.A.: Die Wasserführung der Flüsse, Franz Deuticke, Leipzig u. Wien, 1920, pp. 60~61.
- 10) 矢野勝正: 洪水特論, 理工図書(理工文庫 No. 308)
昭 33.4, pp. 40~43.
- 11) Rouse, H.: Engineering hydraulics, John Wiley & Sons, N.Y., 1950, pp. 648~651.
安芸岐一: 河川工学, 共立全書, 昭 27, pp. 58~62.
- 12) Hayashi, T.: Mathematical theory and experiment of flood waves,
土木学会論文集, 第18号, 昭 29.9, pp. 13~26.
- 13) Tanaka, K.: On the quasi-steady flow in the open channel, Technology Reports of the Osaka Univ., Vol. 2, No. 44, 1952. p. 183.

- 14) Rouse, H.: Engineering hydraulics, John Wiley & Sons, N.Y., 1950, pp. 635~710.
- 15) Bonneau : Étude sur la propagation des crues, Ann. Pon. e. ch., 1924-III, pp. 282~325.
- 16) Deymie, P.: Propagation d'une intumescence allongée (problème aval), Proc. 5th International Congress of Applied Mech., John Wiley, N.Y., 1939, pp. 537~544.
- 17) Cagniard, L.: Hydrodynamique fluviale-Regimes variables, Revue générale de l'Hydraulique, Mai-Juin, 1937, pp. 128~136.
- 18) Masse', P.: Hydrodynamique fluviale-Regimes variables, Hermann, Paris, 1935.
- 19) Hayashi, T.: Mathematical study of the motion of intumescences in open channels of uniform slope, 土木学会論文集, 第11号, 昭, 26. 12.
- 20) Biot, M.A.: Quadratic wave equation-Flood waves in a channel with quadratic friction, Proc. of the National Academy of Sciences, Vol. 21, July, 1935, pp. 436~443.
- 21) Hayami, S.: On the propagation of flood waves, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Bulletin No. 1., Dec. 1951.
- 22) 米田正文: 淀川計画高水論, 昭27.
- 23) 坂本助太郎: 淀川の出水及其の豫報, 昭6.12.
- 24) 11)と同じ, pp. 699~707.
- 25) Putnam, H.J.: Unsteady flow in open channels, AGU, 1948, pp. 227~232.

第3章 貯水池における洪水流に関する研究

第1節 概 説

(1) まえがき

洪水調節、電源開発、各種用水の確保などの目的で、各所に大ダムが計画され建設されているが、河川総合開発の線に沿って、これらの目的の二つ以上を兼ね備えたものも少なくない。これらのダムで造られた貯水池に洪水が流入するとき、ゲートをいかに操作すれば、貯水池のもつ目的に対して最大の効果をあげるかという問題は、早急な解明を要する重要な課題である。とくに、わが国のように急流河川で、土砂の流出が多く、かつ急激な出水を考えねばならない場合に、小容量の貯水池で、果して計画どおりの総合効果を挙げられるかどうかは、はなはだ疑わしい問題である。ゲートの操作を誤ると、かえって洪水の危険を増大する場合も想像されるのである。多数の貯水池を有する有名なTVAの計画においてさえも、洪水調節を舟流のための用水の確保を第一として操作し、発電を第二としているから、電力の需給は火力でバランスをとっているようである。したがって、こうした貯水池の操作を合理的に行い、総合開発の効果を十分発揮するためには貯水池における洪水流の実態を的確に把握することがきわめて肝要である。

一般に、貯水池は洪水を遅滞低減さすといわれているが、伊藤博士は木曾川笠置貯水池での人工洪水の観測結果から、貯水池においては、洪水波の伝播速度は非常に早く、自然越流の貯水池では時差という点ではほとんど洪水調節の効果がないと述べられている。¹⁾ 一方、阪大田中博士は、貯水池における洪水波の伝播を理論的に取り扱って、伝播速度は非常に遅いものとなるといっている。²⁾ このように、貯水池における洪水流の実態は未だ明確に把握されていないようである。本章は、こうした問題に対して、水理学的に考察を行いその特性を明らかにするとともに、貯水池における洪水流に対するアナログ・コンピューターを直接相似法によつて構成する方法を研究し、試作したコンピューターを用いて、貯水池における洪水流の実態を究明しようとしたものである。

順序として、本章で使用する主な記号をあげるとつぎのとおりである。(図-3.1.1参照)

流 体 系

A : 流水断面積

B : 水面幅

C_c : chézy の係数

C_f : 定常時の流量係数 ($W/\sqrt{gH_m^3}$)

Fr : Froude 数 (U/\sqrt{gH})

H : 水深

H_m : 最大水深

H_0 : 満水時の水深または初期水深

H_s : 満水面から測った最大水深 ($H_m - H_0$)

I : 河床こう配

I_c : 限界こう配 (g/C_c^2)

R : 径深

U : 平均流速

S : 貯水量

W : 単位幅当りの流量 (HU)

Q : 流量

Q_{in} : 貯水池への流入流量

Q_{out} : 流出流量または放流流量

h : 無次元化された水深 (H/H_m)

g : 重力加速度

q : 無次元化された流量 ($W/C_c\sqrt{gH_m^3}$)

w : 洪水波の伝播速度

t : 時間

x : 距離

h : 満水面以上の水深 ($H-H_0$)

電 気 系

C : コンデンサー

R : 抵抗

r : 常数

i : 電流

v : 電圧

τ : 時間

$\{$: 距離 (長さ)

変換係数

α : 水深、電圧変換係数 (H/v)

β : 時間変換係数

γ : 距離変換係数

θ : 流量、電流変換係数 (Q/i)

(2) 従来の研究

貯水池における洪水流も、非定常の水流であるから、運動方程式と連続方程式によつて解析できるはずである。しかしながら、貯水池では水がかなりせき上げられており、その上、問題としている区間が比較的短い関係上、境界の条件が洪水流の特性に大きく影響すると考えられるので、解析が非常に困難である。従来から、貯水池における洪水流の理論的解明がほとんど行われていないのは、上述の理由によると思われるが、以下において従来の研究の概要を述べ、若干の考察を加えよう。

田中博士は、²⁾ 前章で述べた河道における洪水流と同様に擬似定流として取り扱い、貯水池でもKleitz-Seddon の法則が成立し、貯水池内では流速が減少するから伝播速度も減少し、したがつて洪水が貯水池を通過するのに長時間を要すると説明している。しかしこの解析では下流端における放流の条件が全く導入され

ておらず、また解析方法にも多少の疑問があつて、十分な解析とはいいいにくい。矢野博士は、³⁾ 自然越流の場合に対して、貯水池の水位変動を Pearson 型の関数であらわし、

$$h(x,t) = h_0 e^{-\alpha x} t^m e^{-(\alpha + \frac{\beta - \alpha}{L} x) t} \quad (3.1.1)$$

と仮定し、初期条件および境界条件から、常数 α, m および β の値を決定しようとした。ここに L は貯水池の長さである。この方法は貯水池の洪水調節率の計算などには便利であると思われるが、上式から、貯水池内での洪水波の伝播速度 w を求めると、

$$w = \frac{\{\alpha L - (\alpha - \beta) x\}}{m L (\alpha - \beta)} \quad (3.1.2)$$

となつて、一般に $\alpha > \beta$ であるので、貯水池の入口付近で伝播速度が大きく、ダム付近でもつとも遅いということになる。こうした性質はわれわれの経験的事実に反するものであつて、貯水池における水面変動を (3.1.1) 式であらわすことが無理である。

以上のように、貯水池内における洪水波の伝播状況に関しては満足すべき解析がほとんど行われていないようである。一方、実験的研究としては、京大防災研究所における注目すべき模型実験がある。⁴⁾ これは、木曾川水系丸山貯水池を対象として行われた実験であつて、模型縮尺は水平方向 $1/250$ 、鉛直方向 $1/100$ である。この模型に人工洪水を流下させて、自然越流の場合の貯水池内水面変動を詳細に測定し、つぎのような注目すべき成果をえている。

(i) 洪水流に対する貯水池の効果は、性格的に、河道領域、遷移領域および瀧水領域に分けて考えなければならない。

(ii) 瀧水領域は、貯水池内の大部分を占め、水深が深いところをいうが、この領域では、洪水の波形（水面変動）はほとんど変形せず、きわめて短時間に伝播する。

(iii) 遷移領域は瀧水領域と背水の影響が小さい河道領域との間に存在し、この領域では洪水波形が著しく変化し、また、波頂の伝播速度が非常に遅い。

こうした特性は、伊藤博士の実測結果¹⁾ とともに、貯水池における洪水流の実態解明に際して、非常に有益なものとなると考えられ、注目すべき実験である。

第2節 貯水池における洪水流の水理学的考察

(1) 基礎方程式

わが國の大部分の貯水池は、山間に築造され、その形状は細長く、米國のように広い瀧水面積を有する大貯水池が少ない。そこで、簡単のために、幅一定の広矩形水路に設けられた貯水池について考えることとする。

一般に、貯水池においては、密度流や死水領域など複雑な現象があるが、いま考えている洪水が流下するときには、このような現象の効果は小さく、普通の開水路に用いられる運動方程式および連続方程式がそのまま成立すると考え

てよいのだろう。⁵⁾ したがって、図-3.1.1の記号を用いて、

$$\text{連続方程式: } \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial W}{\partial x} = 0 \quad (3.2.1)$$

$$\begin{aligned} \text{運動方程式: } I - \left(1 - \frac{W^2}{gH^3}\right) \frac{\partial H}{\partial x} \\ = \frac{1}{gH} \frac{\partial W}{\partial t} + \frac{2W}{gH^2} \frac{\partial W}{\partial x} + \frac{W^2}{C_c^2 H^3} \end{aligned} \quad (3.2.2)$$

が導かれる。

さて、運動方程式(3.2.2)における各項の大きさを比較するために、満水面から測った初期の水深および流量をそれぞれ (W_0, ζ_0) それが最大となつたときの値を W_m, ζ_m とし、水位の上昇し始めてから最高になるまでの時間を T_0 とすると、(3.2.2)式の各項は近似的につぎのように書くことができる。

$$\begin{aligned} \alpha &\equiv \left| \frac{1}{gH} \frac{\partial W}{\partial t} \right| \div \frac{W_m - W_0}{g T_0} \cdot \frac{1}{H} \\ \beta &\equiv \left| \frac{2W}{gH^2} \frac{\partial W}{\partial x} \right| \div \frac{(W_m + W_0)(\zeta_m - \zeta_0)}{g T_0} \cdot \frac{1}{H^2} \\ \gamma &\equiv \left| \frac{W^2}{C_c^2 H^3} \right| \div \frac{(W_m + W_0)^2}{4 C_c^2} \cdot \frac{1}{H^3} \\ \varepsilon &\equiv \left| \frac{W^2}{gH^3} \right| \div \frac{(W_m + W_0)^2}{4g} \cdot \frac{1}{H^3} \end{aligned} \quad (3.2.3)$$

いま、一例として、

$$W_m = 160 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}, W_0 = 10 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{m}, \zeta_m = 15 \text{ m}, \zeta_0 = 1 \text{ m}$$

$$T_0 = 8 \text{ hr}, C_c = 32 \text{ m-sec unit},$$

の場合をとると、

$$\alpha = 5.3 \times 10^{-4}/H, \quad \beta = 8.4 \times 10^{-3}/H^2$$

$$\gamma = 7.1/H^3, \quad \varepsilon = 7.4 \times 10^2/H^3$$

となり、

図-3.2.1のように表わされる。この図からわかることは、つぎのとおりである。

(I) ε の値は $H > 30 \text{ m}$ 程度になると1に比して非常に小さくなり、無視することができる。

(II) 河床こう配 I は 10^{-2} の程度であるが、 α, β および γ の値は、 $H > 30 \text{ m}$ では $10^{-4} \sim 10^{-5}$ 程度の値となつて、 I に比して無視できる。しかし $H < 30 \text{ m}$ では、 α, β の値は 10^{-4} 程度であるが、 γ の値が急激に大となつて I と同程度の大きさとなり、もはや無視できなくなる。

以上の関係をさらに明確にするために、(3.2.1)および(3.2.2)式の適当な無次元を考えよう。このために、貯水池内のある断面に着目し、その断面における水位の時間的变化が、図3.1.1(b)に示すように、

$$H = F(t) \quad (3.2.4)$$

にて与えられたものとする。さて、無次元化に当つては、時間の単位として、林博士が採用された量 $\sqrt{H_m / [-\ddot{F}(t_m)]}$ をとり、⁶⁾ τ, H, W および x に対してつぎのような線型変換を行うことにする。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \sqrt{H_m / [-\ddot{F}(t_m)]} \cdot \tau, \quad H = H_m \cdot \lambda \\ W &= C_g \sqrt{g H_u^3} \cdot q, \quad x = C_g \sqrt{g H_u^3 / [-\ddot{F}(t_m) \cdot H_m]} \cdot \xi \end{aligned} \right\} \dots (3.2.5) \quad \text{註)}$$

ここに、 $\ddot{F}(t_m)$ は考えている断面における洪水波頂の $\partial^2 F / \partial t^2$ を示し、 τ, λ, q および ξ はそれぞれ無次元化された時間、水深、流況および距離である。

(3.2.5) 式を (3.2.1) および (3.2.2) 式に用いると、

$$\frac{\partial \lambda}{\partial \tau} + \frac{\partial q}{\partial \xi} = 0 \dots (3.2.6)$$

$$\begin{aligned} 1 - (1 - C_g^2 m^3 \frac{q^2}{\lambda^3}) \frac{\delta}{C_g m^{3/2}} \frac{\partial \lambda}{\partial \xi} &= C_g m^{3/2} \delta \left(\frac{1}{\lambda} \frac{\partial q}{\partial \tau} + \frac{2q}{\lambda^2} \frac{\partial q}{\partial \xi} \right) \\ &\quad + \frac{C_g^2 m^2 q}{C_g^2 I} \frac{q^2}{\lambda^3} \end{aligned} \dots (3.2.7)$$

ここに、 $m = H_u / H_m$ 、また、 $\delta = \sqrt{-\ddot{F}(t_m) / g} / I$ は林博士が導入されたと同じパラメーターである。

さらに、

$$\left. \begin{aligned} \text{Froude 数: } Fr &= C_g \sqrt{g H_u^3} / \sqrt{g H_m} = C_g m^{3/2} \\ \text{限界こう配: } I_c &= g / C_g^2 \end{aligned} \right\} \dots (3.2.8)$$

で定義される Fr および I_c を導入し、かつ、

$$I_c / I = g / C_g^2 I = l^2 \dots (3.2.9)$$

とおくと、(3.2.7) 式は

$$\begin{aligned} 1 - (1 - Fr^2 \frac{q^2}{\lambda^3}) \frac{\delta}{Fr} \frac{\partial \lambda}{\partial \xi} &= Fr \cdot \delta \left(\frac{1}{\lambda} \frac{\partial q}{\partial \tau} + \frac{2q}{\lambda^2} \frac{\partial q}{\partial \xi} \right) \\ &\quad + l^2 Fr^2 \frac{q^2}{\lambda^3} \end{aligned} \dots (3.2.10)$$

となる。(3.2.6) および (3.2.10) 式がそれぞれ無次元化された連続の方程式および運動方程式である。

さて、(3.2.10) 式に含まれるパラメーターは、 Fr, δ および l の三つであるが、これらの大小関係によつて、つぎのように種々の特性を示すことがわかる。

(a) 一般河道の場合 このときは、 $H_m = H_u$ 、すなわち $m = 1$ と考えてよく、したがつて Cézay の公式から、

$$C_g = C_c \sqrt{I / g} \equiv 1 / l \dots (3.2.11)$$

註) C_g は、定常状態において $H = H_m$ のときの流量を $W = C_g \sqrt{g H_u^3}$ で表わしたときの係数である。

とすると、 $I \geq I_c$ すなわち $l \leq 1$ に応じて $Fr \geq 1$ となるが、いずれにしても 1 の order の大きさである。よつて (3.2.10) 式は、 δ の値が 1 に比して大きいときは長波的性質を表わし、1 に比して小さいときは、洪水流の性質を表わすことになるが、後者の場合については、林博士の詳しい研究があり、また前章において論じたとおりである。

(b) 貯水池の場合 この場合には、水深がかなり深く十分湛水されている部分と貯水池の入口付近の水深が比較的浅い部分とに分けて考えなければならない。前者では $m \ll 1$ であつて、かつ C_q は近似的に越流係数と考えればよいから、 $Fr \ll 1$ である。また、貯水池が築造されている河道では普通 $l \div 1$ と考えてよく、さらに δ の値は 1 に較べて小である。したがつて、このような領域においては、(3.2.10) 式の右辺の各項は左辺の各項に較べて無視して差支えなく、また左辺第 2 項の括弧内の第 2 項も同様な理由で 1 に比して十分小さいものとなる。よつてこの領域に対する運動方程式は、第 1 近似として次式を採用してよいこととなる。

$$1 - \frac{\delta}{Fr} \frac{\partial h}{\partial \xi} = 0 \quad (3.2.12)$$

つぎに、貯水池の入口付近では Froude 数は上の場合より大きくなると考えられるが、1 に較べると小さいはずである。なお、 δ はもちろん 1 に較べると小さいから、この領域では右辺第 3 項が無視できないことになつて、結局 (3.2.10) 式の近似式として、

$$1 - (1 - Fr^2 \frac{q^2}{h^3}) \frac{\delta}{Fr} \frac{\partial h}{\partial \xi} = (Fr^2 \frac{q^2}{h^3}) \quad (3.2.13)$$

が成立することになる。

これらの関係は、上述の各項の大きさを比較したときと同じであつて、以下では簡単のために、(3.2.12) 式および (3.2.13) 式が成立するような領域をそれぞれ湛水領域および遷移領域と呼ぶことにするが、これらの領域の存在は前述した矢野博士らの行われた丸山貯水池の模型実験において確認されている。⁴⁾

(2) 貯水池における洪水流の水理学的特性

上で求められた基礎方程式によつて貯水池における洪水流の特性を水理学的に考察しよう。上述したように、貯水池には洪水流に対して性格的に湛水領域と遷移領域とがあることが明らかになつたが、貯水池においては放流条件がかなり重要な意義をもつものと想像されるのでまず、湛水領域における洪水流を考えよう。

1. 湛水領域： (3.2.12) 式を第 1 近似式として、湛水領域内の洪水流の特性を逐次近似法によつて調べよう。

解を、

$$h = h_1 + h_2 + \dots, \quad q = q_1 + q_2 + \dots \quad (3.2.14)$$

にて表わし、さらに、自由越流の場合を考えて、 h_1 および q_1 に対して、

$$\text{初期条件: } \tau = \tau_0 \text{ で } h_1 = h_0, \quad q_1 = 0 \quad (3.2.15)$$

$$\text{境界条件: } \xi = 0 \text{ (ダム趾) で } h_1 = h_b(\tau), \quad q_1 = 0 \text{ (} h_b \text{)}$$

h_2, h_3 ----- および q_2, q_3 ----- に対して、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } \tau = \tau_0 \text{ で } h_2 = h_3 = \dots = 0, q_2 = q_3 = \dots = 0 \\ \text{境界条件: } \xi = 0 \text{ で } h_2 = h_3 = \dots = 0, q_2 = q_3 = \dots = 0 \end{array} \right\} \quad (3.2.16)$$

と仮定しよう。ここに、 h_0 は満水面下の水深（図—3.2.2 参照）、 h_D はダム地点における水深、 h_D' は越流水深、 Q は流出流量をそれぞれ（3.2.5）式によつて無次元表示したものであつて、いまの場合においては、（3.2.5）式中の $F(\tau)$ はダム地点における水位変動を表わすものとする。

さて、（3.2.15）の条件を用いて、（3.2.6）および（3.2.12）式から第1近似解を求めると、

$$h_1 = h_D + (F_T/\sigma) \cdot \xi = h_D + N\xi \quad (3.2.17)$$

$$q_1 = Q(h_D') - h_D' \xi \quad (3.2.18)$$

ここに、 $h_D' = dh_D/d\tau$, $N = F_T/\sigma$ である。

さらに、これらの結果を用いて、（3.2.16）の条件の下で（3.2.6）および（3.2.10）式から h_2, q_2 を求めると、

$$\begin{aligned} h_2 = G & \left[-\frac{\sigma^2}{2} \left\{ \frac{1}{(h_D + N\xi)^2} - \frac{1}{h_D^2} \right\} + \frac{\sigma h_D'}{N} \left\{ \frac{h_D + 2N\xi}{(h_D + N\xi)^2} - \frac{1}{h_D} \right\} \right. \\ & + \frac{h_D'^2}{N^2} \left\{ \frac{2h_D(h_D + 4/3 N\xi)}{2(h_D + N\xi)^2} - \frac{3}{2} + \log e \left| \frac{h_D + N\xi}{h_D} \right| \right\} \\ & - 2\sigma F_T h_D \left[\sigma \left(\frac{1}{h_D + N\xi} - \frac{1}{h_D} \right) + \frac{h_D'}{N} \left\{ \frac{h_D}{h_D + N\xi} - 1 + \log e \left| \frac{h_D + N\xi}{h_D} \right| \right\} \right] \\ & \left. - \sigma F_T \left[\frac{dQ}{dh_D} \cdot h_D \log e \left| \frac{h_D + N\xi}{h_D} \right| - \frac{h_D'}{N} \left\{ N\xi - h_D \log e \left| \frac{h_D + N\xi}{h_D} \right| \right\} \right] \right] \quad (3.2.19) \end{aligned}$$

$$q_2 = - \int_0^\xi \frac{\partial h_2}{\partial \tau} d\xi \quad (3.2.20)$$

ここに、 $G = F_T^2(1-l^2)$ である。

以上で、第2近似解まで求められたが、実例について計算してみると、 h_2 は（3.2.17）式で示される h_1 の第2項に比べてかなり小さいことが分かる。それで治水領域では水面がほとんど水平に近いといえる。

つぎに最大波高の伝播速度について考えると、第1近似解（3.2.17）式においては無限大の速度である。そこで、便宜上時間原点をダムの直上で最大水深が現われたときにとり、さらに第1近似解を $\tau=0$ のまわりに展開し、 $h_1(0) = h_D'(0) = 0$ を考慮して前と同様に第2近似解を求め、治水領域にて成立する条件 $l > |N\xi/h_D|$ を用いると、無次元化された最大波高の伝播速度 W_h は次式で与えられる。

$$W_h = \frac{d\xi}{d\tau} = \left| \frac{h_D}{F_T^2 \left(\frac{dQ}{dh_D} - 2 \frac{Q}{h_D} \right)} \left\{ 1 + \frac{\sigma F_T^2 (1-l^2)}{\sigma h_D^2} \left(2 \frac{dQ}{dh_D} - 3 \frac{Q}{h_D} \right) \cdot \xi \right\}^2 \right|_{\tau=0} \quad (3.2.21)$$

これを普通の表示で書くと、

$$W_H = \frac{d\chi}{dt} = \left| \frac{gH_D}{\frac{dW_{out}}{dH_D} - 2\frac{W_{out}}{H_D}} \left\{ 1 + \frac{G'W_{out}}{gH_D^2} \left(2\frac{dW_{out}}{dH_D} - 3\frac{W_{out}}{H_D} \right) \cdot \chi \right\} \right|_{t=0} \quad (3.2.22)$$

ここに、 $G' = I/g - 1/C^2$ であつて、 W_{out}, H_D, H_D' はそれぞれ流出流量（放流量）ダム地点での水深および越流水深を表わす。とくにダムの近傍においては、 $\chi \rightarrow 0$ とすればよいから、

$$|W_H|_{\chi \rightarrow 0} = \left| gH_D / \left(\frac{dW_{out}}{dH_D} - 2\frac{W_{out}}{H_D} \right) \right|_{t=0} \quad (3.2.23)$$

となる。普通の貯水池では、

$$\frac{dW_{out}}{dH_D} > \frac{2W_{out}}{H_D}, \quad \sqrt{gH_D} > \frac{dW_{out}}{dH_D}$$

であるから、ダム付近における最大波高の伝播速度は、第2近似解まででは長波の速度 $\sqrt{gH_D}$ より速いことになる。以上は第2近似解における結果であるが、湛水領域では水面がほぼ水平に近いので、微小な量もこうした伝播速度に対してはかなり大きな影響をもつと考えられる。それで厳密な意味での最大波高の伝播速度を求めるには、第2近似解ではまた精度が不足しているようであるが、伊藤博士の笠置貯水池における実測結果¹⁾から判断すると、工学的目的からすれば、第2近似解までで洪水流の特性を十分に論じうると考えてよいだろう。

最後に最大流量の伝播速度を求めるには、 λ_2 は λ_1 に比してかなり小さいので、 q_2 は q_1 に比し小さい量となる。そこで、工学的には q_1 について計算して差支えないだろう。すなわち、最大流量があらわれる位置と時刻との関係は (3.2.18) 式を χ について偏微分して零とおくと普通の表示で、

$$\chi_p = \frac{dW_{out}}{dH_D'} \frac{H_D}{H_D} \quad (3.2.24)$$

にて与えられる。上式を t について微分して最大流量の伝播速度 W_q を求めるとつぎのようになる。

$$W_q = \frac{d\chi}{dt} = \frac{dW_{out}}{dH_D'} + \left\{ \frac{H_D d^2W_{out}/dH_D'^2}{dW_{out}/dH_D'} - \frac{\ddot{H}_D}{H_D} \right\} \chi_p \quad (3.2.25)$$

ダムの近傍では $\chi_p \rightarrow 0$ とすることによつて、

$$|W_q|_{\chi_p \rightarrow 0} = \frac{dW_{out}}{dH_D'} \quad (3.2.26)$$

となり、越流条件に関する Kleitz-Seddon の法則に従うことがわかる。

以上、湛水領域における水面形、最大波高および最大流量の伝播速度について述べ、若干の考察を加えたが、上述の諸式からわかるように、湛水領域における洪水流の特性は、ダム地点における放流の条件によつてほとんど定まるといえる。こうした事実は貯水池における洪水流の実態を把握するうえに、非常に重要な意義をもつものである。

2. 遷移領域： この領域では、(3.2.6) および (3.2.13) 式が成立する。境界条件を考えると、流入条件として、

$$\xi = \xi_I \quad \text{で} \quad q = q_I(\tau) \quad (3.2.27)$$

が与えられ、一方下流側の条件は、湛水領域に連なる関係上 (3.2.17)、(3.2.18)、(3.2.19) および (3.2.20) の諸式から h_0 を消去して、形式的に、

$$\xi = \xi_T \quad \text{で} \quad q_T = f_1(\xi_T) \quad (3.2.28)$$

と書くことができる。また、遷移領域は比較的短く、³⁾ 貯留量も少ないので、貯留効果は小さいと考えられる。そこで、第1近似として、全区間にわたって、

$$q = q_1(\tau) = q_T \quad (3.2.29)$$

とおいてよいだろう。こうした仮定をすれば、(3.2.13) 式を (3.2.28) 式の条件の下で普通の背水曲線と同様に解くことができるはずであつて、その解を、

$$h = \varphi(\xi, h_T) = \psi(\xi, q) \quad (3.2.30)$$

とする。しかるときは、上式を (3.2.6) 式に代入して q の第2近似解が求められる。すなわち、

$$\frac{\partial \psi}{\partial q} \frac{\partial q}{\partial \tau} + \frac{\partial \psi}{\partial \xi} = 0 \quad (3.2.31)$$

となるから、上式の特性方程式、

$$\frac{d\tau}{\frac{\partial \psi}{\partial q}} = \frac{d\xi}{1} = \frac{dq}{0}$$

から $q = q_{\max} = \text{const}$ の伝播速度 w_q は

$$w_q = \frac{d\xi}{d\tau} = 1 / \frac{\partial \psi}{\partial q} = 1 / \frac{\partial h}{\partial q} \quad (3.2.32)$$

で与えられ、普通の表示に従うと、

$$w_q = \frac{dx}{dt} = 1 / \frac{\partial H}{\partial W} \quad (3.2.33)$$

となつて、形式的に Kleitz - Seddon の法則に従うことがわかる。なお、この領域でも水は多少ともせき上げられているので、(3.2.33) 式で与えられる w_q は普通の河道における伝播速度より遅いはずである。

つぎに最大波高の伝播速度について考えよう。まず、図-3.2.2 の $x = x_I$ 、すなわち貯水池の入口では普通の河道部と同じで、第2章で述べたように、最大流量と最大波高があらわれる時間はほぼ同じであると考えてよい。一方遷移領域の出口、すなわち $x = x_T$ の地点において最大波高があらわれるのは、1で説明したようにほぼダムの直上で最大波高があらわれる時間と考えてよい。またダムの直上で最大波高があらわれるのは放水量 W_{out} が最大となることに対応しており、かつ W_{in} の最大値と W_{out} の最大値の時差 t_d は、いわゆる容量遅れによつて大略の値を計算することができると考えられる。したがつて、図-3.2.3に示すような関係となつて、貯水池における洪水波形は主として遷移領域において変形し、しかも主としてこの区間で遅れを生ずることとなる。³⁾ しかしながら最大流量の

伝播状況は上述のことより漸变的であつて、図のようになると考えられる。また、図の A B の時間が、貯水池を設けたための洪水波の遅れを表わすことになる。

(3) 貯水池の洪水調節効果

貯水池における洪水流の特性は、流入する洪水の大きさおよび形状と貯水池の規模に支配され、しかもダム地点における放流の条件によつて非常に大きい影響を受け、また最大流量の伝播状況は、ほぼ容量遅れによつて定まり、形式的に Kleitz - Seddon の法則に従うことがわかつた。こうした貯水池に洪水が流入したときに、それが築造される以前と比較して、最大洪水流量が減少し、洪水の流達時間が長くなるかどうかを調べることは、貯水池の洪水調節効果をみるうえにきわめて重要である。以下、こうしたことに因して若干の考察を加えよう。

まず、簡単のため流入洪水および貯水池の大きさを一定とすると、貯水池における洪水流はダム地点における放流条件によつて定まることになる。いま、極端な場合を考え、貯水池から水を放流しないとすると、貯水池の水位は上昇するだけで下降することではなく、流入量が零となつたときに湛水領域の水位は最高となる。一方、多くの水門があつて放流能力が非常に大なる場合には、湛水領域に貯留される水量が少なくなるので容量遅れの効果が減少し、図-3.2.3の α が小となつて、B 点が A 点より下にくるだろう。また、最大流量の低減率も小となつて、貯水池を築造する以前と比較して低減率が減少することも考えられる。こうした関係は (3.2.2.5) 式において右辺第 1 項に比してかなり小さい第 2 項を零とした (3.2.2.6) 式で示されているわけであつて、貯水池の洪水調節効果はほぼ放流条件で定まるといえる。

つぎに流入洪水が、貯水池の規模に比して非常に大きい場合には、 $H_m \neq H_u, F_p \neq 1$ となつて (1)(a) の河道の場合とはほぼ等しくなり、(3.2.1.3) 式が成立することになる。したがつて、貯水池全体が遷移領域だけからできているわけで、こうした場合の洪水流の特性は、(2)2 で説明したとおりである。すなわち、この場合には (3.2.2.8) 式が放流条件となり、

$$Q = f_2(h_D) \quad (3.2.3.4)$$

で表わされる。最大流量の伝播速度は、

$$w_R = dW/dH \quad (3.2.3.5)$$

となつて全領域にわたつて Kleitz-Seddon の法則が成立し、水面は水平とはならず、かなり変動することが予想される。

(4) むすび

貯水池における洪水流の特性を水理学的に考察した結果について述べたが、えられた結果を列挙するとつぎのとおりである。

1 貯水池における洪水流を考える場合には、パラメーター F_p, α および l の大小関係によつて、遷移領域および湛水領域に分けられる。

2 遷移領域においては (3.2.1.3) 式、湛水領域においては (3.2.1.2) 式

が成立する。

3. 湛水領域における水面はほぼ水平に近いが、遷移領域ではかなり変動する。

4. 洪水波頂の伝播速度は、湛水領域では非常に速いが、遷移領域では比較的遅い。また最大流量の伝播速度はダムの近傍および遷移領域では形式的に Kleitz-Seddon の法則に従う。

5. 貯水池における洪水流の特性は、流入する洪水の大きさおよび形状と貯水池の大きさに支配されることはもちろんであるが、とくにダム地点における放流の条件によつて非常に大きい影響を受ける。

6. 貯水池を設けた際の洪水調節効果は、主としてダム地点における放流条件によつて定まり、貯水池を設けたことによつてかえて下流部の出水を早め、増大させる場合もある。

第3節 貯水池用洪水追跡器

(1) 基礎的考察

前節においては、貯水池における洪水流の特性について水理学的に考察した結果について述べたが、その実態をさらに究明するために試作した貯水池用洪水追跡器について説明する。ここでも前節と同様に対象とする貯水池としては、わが国に築造されている程度の大きさのものを考え、米国におけるような巨大な貯水池については考えないこととする。このように考えると、前節の(3.2.1)および(3.2.2)式と同様に、

$$\text{連続方程式: } \frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.3.1)$$

$$\text{運動方程式: } \frac{\partial H}{\partial x} = \frac{I - \frac{Q^2}{C^2 R A^2} - \frac{1}{g A^2} \frac{\partial Q^2}{\partial x} - \frac{1}{g A} \frac{\partial Q}{\partial t}}{1 - \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dH}} \quad (3.3.2)$$

が成立すると仮定してよいだろう。

さて、前節で考察したように、貯水池はその性格上湛水領域と遷移領域とに分けられ、幅一様な河道に設けられた貯水池の場合には、それぞれ(3.2.1.2)式および(3.2.1.3)式が成立する。いま、対象としているのは、実際の河道に設けられた貯水池であるが、上と同様に考えると、貯水池内の水がかなりせき上げられているような領域に対しては、

$$\left. \begin{aligned} 1 &>> \frac{Q^2}{g A^3} \frac{dA}{dH} \\ I &>> \frac{Q^2}{C^2 R A^2} + \frac{1}{g A^2} \frac{\partial Q^2}{\partial x} + \frac{1}{g A} \frac{\partial Q}{\partial t} \end{aligned} \right\} \quad (3.3.3)$$

なる関係が成立する。(3.3.3)式を(3.3.2)式に用いて第1近似をとると、次式がえられる。

$$\frac{\partial H}{\partial x} = I - \left(\frac{1}{C^2 R A^2} - \frac{1}{g A^2} \frac{dA}{dH} \right) Q^2 - \frac{1}{g A^2} \frac{\partial Q^2}{\partial x} - \frac{1}{g A} \frac{\partial Q}{\partial t} \quad (3.3.4)$$

さらに、前節(1)の場合において考察したように、上式の右辺第1項および第2項は第3項以下に比してかなり大である。したがって、(3.2.13)式に対応する式として、

$$\frac{\partial H}{\partial x} = I - \left(\frac{1}{C_e^2 R A^2} - \frac{I}{g A^3} \frac{dA}{dH} \right) Q^2 \quad (3.3.5)$$

がえられる。(3.3.5)式は遷移領域における式であり、湛水領域では(3.2.12)式に対応して

$$\frac{\partial H}{\partial x} = I \quad (3.3.6)$$

となるが、この領域でも(3.3.5)式が成立するとしておいても、同式右辺の第1項に比して第2項がかなり小となつて無視できるはずであるから、一般性を失うことはない。よつて、(3.3.5)式が貯水池の全領域にわたつて成立すると考えてよい。

しかしながら、(3.3.5)式においても式はかなり複雑である。そこで、時間のはかりはじめを、ある程度洪水が流入して満水状態^(註)となつたときにとり、(洪水の初期に満水状態である場合には、そのときを時間のはかりはじめに選べばよい)その後の貯水内での洪水流について考えることとする。このように考えると流入する洪水の流量は10~100 m³/secの程度から1,000~10,000 m³/secの程度までかなりの範囲で変化するが、初期水深30~100m程度に対して水深の変化は10m前後である。そこで、(3.3.5)式において、RおよびAはHの関数と考えることができるから、zero orderの近似式として次式がえられる。

$$\frac{\partial H}{\partial x} = I - \left(\frac{1}{C_e^2 R A^2} - \frac{I}{g A^3} \frac{dA}{dH} \right)_0 Q^2 \quad (3.3.7)$$

ここに、添字“0”は満水面における値を示す。

いま、満水面と河床との交点を原点として、xを下流方向に測るものとし、さらにζを満水面以上の水深として(図-3.1.1)、

$$H = I \cdot x + \zeta \quad (3.3.8)$$

によつて変数変換を行つと、(3.3.1)式および(3.3.7)式はそれぞれつぎのように変換される。

$$B_0 \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = 0 \quad (3.3.9)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial x} = -k Q^2, \quad (3.3.10)$$

$$\text{ここに, } k = \left(\frac{1}{C_e^2 R A^2} - \frac{I}{g A^3} \frac{dA}{dH} \right)_0 \quad (3.3.11)$$

以上のようにして導いた(3.3.9)および(3.3.10)式が追跡器の試作に採用した基礎式である。なお、河床こう配Iが限界こう配I₀より小なる場合には、(3.3.11)式で与えられるkの値が正となることは容易に証明される。

(註) ここにいう満水状態とは、越流部の堤頂まで満水した状態を意味しており、本章ではこれと同じ意味で満水という語を用いている。

(2) 流体系と電気系の対応

河道用洪水追跡器の場合と同様に、流体量と電気量の対応をつぎのように仮定する。

$$\left. \begin{array}{ll} \text{流体量} & \text{電気量} \\ \zeta \text{ (水深)} = \alpha v \text{ (電圧)} \\ Q \text{ (流量)} = \theta i \text{ (電流)} \\ X \text{ (距離)} = \gamma \xi \text{ (距離)} \\ \tau \text{ (時間)} = \beta \tau \text{ (時間)} \end{array} \right\} \dots \dots \dots (3.3.12)$$

ここに、 α, β, γ および θ は変換係数である。

(3.3.12) 式を (3.3.9) および (3.3.10) 式に用いると、

$$\left. \begin{array}{l} -\frac{\partial i}{\partial \xi} = \beta \cdot \frac{\alpha \gamma}{\theta \beta} \frac{\partial v}{\partial \tau} \\ -\frac{\partial v}{\partial \xi} = \bar{k} \frac{\theta^2 \gamma}{\alpha} i^2 \end{array} \right\} \dots \dots \dots (3.3.13)$$

がえられる。さらに、 τ についてはそのままとし、 ξ についての階差式に書きかえと、

$$\left. \begin{array}{l} -\Delta i = \bar{B}_0 \cdot \Delta \xi \cdot \frac{\alpha \gamma}{\theta \beta} \cdot \frac{dv}{d\tau} \\ -\Delta v = \bar{k} \cdot \Delta \xi \cdot \frac{\theta^2 \gamma}{\alpha} i^2 \end{array} \right\} \dots \dots \dots (3.3.14)$$

ここに、“ $-$ ” は $\Delta \xi$ 間における平均値を示す。

さらに、

$$C = \bar{B}_0 \cdot \Delta \xi \cdot \frac{\alpha \gamma}{\theta \beta}, \quad \gamma = \bar{k} \cdot \Delta \xi \cdot \frac{\theta^2 \gamma}{\alpha} \dots \dots \dots (3.3.15)$$

とおくと、(3.3.14) 式はつぎのように書くことができる。

$$-\Delta i = C \frac{dv}{d\tau}, \quad -\Delta v = \gamma i^2 \dots \dots \dots (3.3.16)$$

(3.3.16) 式は図-3.3.1 に示すように $\Delta \xi$ 当りの電圧降下が電流の2乗に比例し、その比例係数が γ で、静電容量が C なるケーブルの方程式である。

なお、下流端におけるダムからの放流の条件としては、自由越流させる場合、ゲートで流量を調節する場合、オリフィスから放流する場合、これらを併用する場合など、いろいろの場合が考えられる。いま代表的な条件として、自由越流させる場合について考えると、一般に、

$$Q_{out} = k_1 \zeta_D^{3/2} \dots \dots \dots (3.3.17)$$

なる関係が成立する。ただし、 Q_{out} は越流流量、 k_1 は越流係数、 ζ_D は越流水深である。(3.3.17) 式に (3.3.12) 式の関係を用いて電気系における条件式に変換すると、

$$i_{out} = k_1 \frac{\alpha^{3/2}}{\theta} \cdot v^{3/2} = k' v^{3/2} \dots \dots \dots (3.3.18)$$

ただし

$$k' = k_1 \alpha^{3/2} / \theta$$

がえられる。したがって、(3.3.18)式で表わされる関係を満足するような電気回路を図-3.3.1に示すように挿入すれば、下流端における条件は満されることになる。なお、他の条件の場合も全く同様に取り扱うことができる。

(3) 演算回路の構成および設計

1. 回路の構成：貯水池における洪水流の特性をしらべるには、(3.3.16)式(図-3.3.1)で表わされる電気回路において、適当な条件のもとで電圧および電流をはかればよいわけである。しかし、このような回路を構成する場合にもつとも重要な問題は、非線型要素をいかに簡単かつ確実に実現するかということである。三極真空管の内部抵抗を利用する方法⁷⁾もあるが、種々の方法を比較検討した結果、二極真空管を用いて折線近似でもって実現した。図-3.3.2はその原理を示したものである。(3.3.16)式から、 T_1, T_2 の電位差が $-\Delta V$ のとき、 T_1, T_2 間の見かけの抵抗 R' は

$$R' = \frac{-\Delta V}{i} = R' i \quad (3.3.19)$$

であらわれ、電流の増加とともに抵抗が増すこととなる。いま、 $0 \sim i_n, 0 \sim V_n(E_n)$ の範囲を対象とし、 $E_1 < E_2 < \dots < E_n$ とすると、 T_1, T_2 間の電位差 $-\Delta V$ が E_1 までは R_1, R_2, \dots, R_n の全抵抗が全部導通状態にあるが、 $E_1 < -\Delta V < E_2$ では R_1 が切断され他は導通状態となる。以下順次 R_2, R_3, \dots と切断され、最後には R_n のみが残ることになる。換言すると、 T_1, T_2 間の電位差が増加するとともに、 T_1, T_2 間の抵抗が減少することになるので、 R_1, R_2, \dots, R_n を適当に選べば(3.3.16)式を満足する2乗抵抗要素、すなわち演算素子を構成することができる。ただし、この図では演算電圧の極性を負に選んである。

つぎに、図-3.3.3は下流端の条件を与える素子の回路の説明図である。すなわち、(3.3.18)式から、見かけの抵抗 R' は

$$R' = R'^{-2/3} i_{out}^{-1/3} \quad (3.3.20)$$

となつて、電流の増加とともに抵抗が減少する。したがって、図において T_2, T_3 の間を考え、 $E_1 < E_2 < \dots < E_n$ とすると、 T_2, T_3 間の電位差が E_1 以下のときには R_0 のみ導通し、他は切断される。 E_1 を越えて E_2 までは、 R_0, R_1 が導通状態となる。以下順次 R_2, R_3, \dots が導通状態となつて、結局抵抗が減少することとなるので、 R_0, R_1, R_2, \dots の抵抗を適当に選ぶことによつて、(3.3.18)の条件を満足する回路を構成することができるわけである。なお、 T_1, T_2 間の回路は電流のリミッターであつて、 T_1, T_3 間の電流が i_0 より小さい範囲では自由に導通するが、 T_1, T_3 間の電位差が大となつて、 i_0 以上になると、電圧の極性を負に選んでいゝため、 T_1 の電位が T_3 より低くなる。そのために、二極管D₀が切断状態となつて、五極真空管で発生されている強制電流 i_0 。以上の電流は流れないことになる。すなわち、 T_1, T_3 間の電位差が $V_0 = (i_0 / R')^{2/3}$ より小さいときには、 $i_{out} = R' V_0^{3/2}$ の関係が成立し、 V_0 より大となると $i_{out} = i_0$ の一定値となるわけである。

2. 演算器の設計：設計の方針は前章で述べた河道用洪水追跡器の場合と同様であるが、ここでは、河道用洪水追跡器と連絡させることを考慮して、

とし、変換係数を表-3.3.1のように定めた。

表-3.3.1 流体系と電気系の対応

流体系	電気系	変換係数
z (m)	v (volt)	$\alpha = 2 \times 10^{-1}$
Q (m ³ /sec)	i (ampere)	$\theta = 2.1 \times 10^6$
t (sec)	τ (sec)	$\beta = 3.6 \times 10^4$
x (m)	ξ (mesh)	$\delta = 4 \times 10^6$

このように変換係数が定められると、(3.3.15)式によつて、 C および γ の値が計算でき、さらに、(3.3.18)式から下流端条件を与える要素の回路常数を定めることができるわけである。

実例として、木曾川の丸山貯水池を対象として行つた結果について述べよう。表-3.3.1で与えられる変換係数を用い、さらに貯水池を五つのブロックに分けて C および γ の値を計算すると、表-3.3.2のようになる。表中NO.4および

表-3.3.2 γ および C の値

(丸山貯水池, $C_0=32$)

演算素子番号	ダム地点からの距離 (km)	γ	C (μF)
1	14.5~16	1.944×10^6	0.37
2	12 ~ 14.5	7.15×10^5	0.69
3	8 ~ 12	6.28×10^5	1.16
4	4 ~ 8	8.78×10^4	1.74
5	0 ~ 4	2.30×10^4	2.12

NO.5の γ の値は他のものに比較して非常に小さく、演算器の精度^{註)}および実用上からみて、無視して差支えないと考えられる。この部分は前節で述べた灌水領域に対応するものであり、運動方程式中、水面こう配と河床こう配の項が支配的で水面がほぼ水平面と考えてよいということに相応している。したがつて、結局丸山貯水池に対する演算素子は3個で十分と考えられるが、実際の演算素子の回路図の一例を示したものが図-3.3.4であり、図-3.3.5にその特性を示す。図-3.3.5をみると、電圧の小さいところ、すなわち追跡計算に際してほとんど問題とならないと考えられる部分を除いては、その適合性はきわめて良好である。

つぎに下流端における境界条件を与える素子の電気回路は図-3.3.6に、その特性は図-3.3.7に示されている。図-3.3.6中の T_1, T_2 の間の回路は上述したように電流のリミッター回路である。前と同様に、その適合性は電流(流量)を制限する特性とともにきわめて良好である。なお、図-3.3.4~図-3.3.7においては電気量の極性をすべて負に選んである。

このようにして演算器の各要素ができたわけであり、図-3.3.8に演算器のブ

註) 演算器の精度は誤差2~3%を目標とした。

ロツク・ダイヤグラムが示されている。すなわち、まず任意関数発生器で洪水流に相応する電圧変化が作られる。入力として水位を用いるときには、この電圧変化を演算器に挿入すればよいが、入力を流計として与えようとするときには、図に示すように強制電流変換装置（第5章第4節参照）を通して、上でえられた電圧変化を洪水の時間・流量曲線と相似の電流変化に変換しなければならない。このようにして演算器への入力を与えられると、電流が演算素子を通る間に變形し、ダム地点では、そこに挿入された境界条件に支配されて流れ出るのである。記録をとるには、記録器用増幅器の入力端子を、求めようとする地点に相当した端子に連結すればよく、また同時に多数の記録をとるときは、それに応じて多くの増幅器と多成分のオツシログラフを使用すればよい。

(4) 適用例と追跡器の性能

丸山貯水池を対象として試作した貯水池用洪水追跡器を用いて行つた三三の演算結果について述べよう。貯水池における洪水時の実測結果は、その多くがゲートを操作した複雑な条件下のものであつて、上で考えたような自由越流の場合やピーク付近だけを制限し他の時期では自由越流の場合などのように、比較的単純な条件下のものはほとんどない。したがつて演算器の精度を直接実測値と比較して検討することはできなかつたが、図一三三・九は自由越流の場合の演算結果を Modified Puls 法によつて追跡計算を行つた結果と比較したものであつて、かなり良好であることがわかる。

最後に、このような形式の貯水池用洪水追跡器の性能について検討を加えることとする。

1. 下流端条件： 貯水池の下流端条件としては、上述の越流型のほかに、放水管、サイフォンを用いる場合がある。このような場合に対しても、上と同様に二極管を用いた折線近似や関数追跡器を使用すれば、容易に条件を挿入することができる。ただ、サイフォンの場合には、貯水位が上昇してある水位以上となつたとき急に流れ出すから、こうした条件を挿入するためには、リレーなどを有効に利用しなければならないだろう。いずれにしても、下流端の条件の変化に対しては、自由放流の場合に限りそれに応じた要素を用いることによつて、本追跡器を有効に利用することができる。

2. ゲート操作： ゲート操作を行つて、放流量を適当に変化させるような場合には、現在のところゲート操作を人工的に行つてゐるので、こうした条件を演算器に挿入することはかなり困難である。そこで、演算器においても人工的に下流端条件が与えられるように、時間変換係数を小さく選んで演算時間を長くとることが考えられる。しかし、こうした場合には、ドリフト、コンデンサーの吸収および漏洩特性などの問題が大きく導入され、よほど高性能の電気材料がえられない限り、かなりの誤差はまぬがれえないだろう。

3. 融通性： たとえば、上例の丸山貯水池を対象として試作した追跡器を他の貯水池へ適用しようとするときには、(3.3.16)式および(3.3.18)式中の C, Y, R' がすべて変化することとなる。このうち C の変化はコンデンサーの容量を変えればよいから比較的簡単であるが、 Y および R' の変化は、上述の回路構成

からわかるように、たとえば図-3.3.4および図-3.3.6中の抵抗のほとんどすべてを変える必要がある。このような操作はかなり面倒であつて、こうした意味からは、ここに述べた形式の追跡器は融通性に乏しいものといえよう。

4. 利 点： しかしながら、試作追跡器は回路構成からみてかなり安定性に富み、長時間の演算を行うことができる。もつとも重要な点は、本器が貯水池内の流体運動を基礎としていて、貯水池における洪水流の特性を調べる事が可能であることである。すなわち、前節でも述べたように、貯水池における洪水流の特性については、不明の点が多く、こうした点について前節で水理学的に考察したのであるが、本器を用いるとその実態を的確に究明することができるわけである。

(5) む す び

本節においては、貯水池における洪水流の特性を調べるために試作した貯水池用洪水追跡器について述べたが、えられた成果を列举するとつぎのとおりである。

1. わが国に設けられている程度の貯水池に洪水が流入するときには、前節と同様、運動方程式中の摩擦項および水面こう配の項のみを考え、さらに水深が深いときには水面こう配を零として実用上差支えない。

2. 演算器に含まれる非線型要素はすべて二極管を用いた折線近似により、十分な精度をもつて的確に実現することができる。

3. 電流のリミッターを五極管を用いた強制電流と二極管とを利用して構成することができる。

4. 丸山ダムを対象として試作した追跡器の性能を調べたところ、演算結果はかなり良好な精度であり、また、この形式の追跡器は融通性には乏しいが、貯水池における洪水流の実態究明の上からはきわめて有効なものとなることが期待される。

第4節 追跡器による貯水池における洪水流の特性の研究

(1) 基礎的特性

前節(4)で述べたように、本追跡器によつて貯水池における洪水流の一般的特性を的確に解明することは、各貯水池の容量が異なり、かつ放流条件や流入洪水も千差万別であるので、かなりの困難をとまなう。そこで、第2節で行つた水理学的考察の結果を参照して、丸山貯水池を対象として行つた演算結果により、一般的特性を洞察することにする。

1. 下流端条件の影響： 丸山ダムにおける越流係数は

$$C_1 = 1.64 + (0.056 + 0.416 \frac{B_0}{B_0 + 4}) \frac{5.0}{20.7} \quad (3.4.1)$$

であつて、越流量 Q_{out} と越流水深 z_n との関係は、ゲートの門数を N とすると、

$$Q_{out} = NC_1 B_0 z_n^{3/2} \quad (3.4.2)$$

で与えられる。ここに B_1 は越流幅、 l は渡脚の巾であつて、 $B_0=10m$ 、 $l=4m$ である。

丸山ダムににおいてはゲートが5門であるが、下流端条件の影響をみるためにゲートが5門の場合と20門の場合とについて、三角形状の洪水がある場合の演算結果を示したものが、図一3.4.1および図一3.4.2である。またこれらの図において、(a)図および(b)図は、それぞれ洪水継続時間が30分および60分のときのもの示している。ともに最大流入洪水流量は $6,600 \text{ m}^3/\text{sec}$ であつて、はじめから洪水期間の $1/3$ の時刻にピークがある洪水を対象としたものである。図中①は自由に越流する場合、②、③はそれぞれ越流流量の最大を $4,600 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $5,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ に制限した場合の流出流量曲線である。①、②および③はそれぞれ①、②および③の場合に対するダム地点における水位を満水面から計つた値で示したものである。

これらの図からわかるように、洪水期間が短いもの、換言すると洪水波形が急峻なほど最大洪水流量の低減率が大である。また、下流端における境界条件によつて、流出流量および水位が非常に大きな影響を受けることがかる。すなわち、ゲート5門の場合とゲート20門の場合の自由越流のもの(①)を比較すると、前者が最大流出流量も小さく、ピークが現われる時間も遅い。この特性は第2節で考察した結果と全く一致するものであるが、とくにゲート20門の場合には、洪水流の疏通がよくて、最大洪水流量の低減率が小さく、かつ流達時間が短くなつて、貯水池を設けたために、かえつて設ける以前の16kmの河道を流下するときの低減効果に比較して、洪水の低減効果が減少し早く流下する場合があることを示すものである。しかしながら、越流量を制限する場合には、同一の制限流量に対する貯水位の上昇高は、放流能力の大きいゲート20門の場合が小となっている。したがつて、全貯水容量を有効に使用するように制限流量を決めるときは、放流能力の大きなものほど制限流量が小となる。換言すれば洪水調節効果が大となるわけであるが、こうした特性は、貯水池によつて洪水調節を行う際に非常に重要な性質である。

2. 洪水波高： 貯水池における洪水波高の変化は、上述したように、下流端における放流条件によつて変わる(図一3.4.1、図一3.4.2参照)。そこで、下流端条件を自由越流とし、丸山貯水池でゲート5門の場合の洪水波の変化の模様を調べた結果が、図一3.4.3である。(a)図は洪水波形、(b)図は波頂の低減を示したものであるが、前述の図一3.3.9はこの場合の流入洪水と流出洪水の流量変化の模様を示したものである。これらの図をみると、遷移領域を除いては水面が水平であると考えてよく(a)図)、また湛水領域での波高の低減はほとんどみられない(b)図)。こうした関係は第2節(3)の考察と全く同じ特性であつて、その考察の妥当性を示す一つの好例といふことができよう。

3. 洪水の伝播速度： 上述の例において、貯水池における最大波高および最大流量の伝播の模様を示したものが図一3.4.4である。縦軸には $x=0$ において最大波高があらわれた時刻を原点として、各地点に最大波高および最大流量があらわれる時間がとつてある。また、図中の鎖線は貯水池がないものとして、 $C_0=32$ 、

$$1 \div 1/200, H_m \div 2.0m$$

を用いて Kleitz - Seddon の法則から、河道にお

ける洪水波の伝播速度 w を、

$$w = \left(\frac{dH}{dt} \right)_{\max} = \frac{3}{2} C_G \sqrt{H_{\max}} = 4.8 \text{ m/sec} \quad (3.4.3)$$

として、描いたものである。すなわち、この例では貯水池を設けたために $t_f \div 20$ 分だけ洪水の最大流量があらわれる時間が遅れていることとなる。一方最大波高 H_m の伝播の模様は、 $\lambda = 4 \sim 6 \text{ km}$ のいわゆる瀧水領域では、かなり速く伝播し、 $\lambda = 0 \sim 4 \text{ km}$ の遷移領域では非常に遅く、全体としてみると、最大波高のおくれは遷移領域に集約されることとなる。他方、最大流量 Q_m の伝播の様子も大略最大波高 H_m と同じであるが、全領域にわたって H_m よりかなり早く Q_m が現われている。とくに遷移領域においてその差異がはなはだしくなっているが、こうした関係も第2節で考察した結果と同じである。

(2) 基礎方程式に対する検討

貯水池用洪水追跡器の基礎方程式は、連続の条件式(3.3.9)および運動方程式(3.3.5)である。また運動方程式(3.3.5)式は、第2節で考察した遷移領域における近似式(3.2.13)式と同じ型式のものである。したがって、結局貯水池における洪水流を調べるには、連続方程式と摩擦抵抗と水面こう配だけを考慮した運動方程式とを用いれば十分であるといえるだろう。また、瀧水領域においては、水面こう配だけを考慮すれば十分である。

さて、このような考えのもとで作られた追跡器を用いて行つた演算結果は上述のとおりであるが、これらの結果と第2節で述べた関係を考慮すると、基礎方程式とくに運動方程式について、つぎのことがいえるだろう。

(I) 貯水池がかなり大規模であつて、洪水の流入に際して、断面積、径深、水深などの増加量が、その初期値に対して比較的小さく、また、こうした領域が貯水池の大部分を占るような場合には、当然遷移領域が存在するが、この領域での貯留効果は上例からして(図-3.4.3(b)参照)、貯水池の全貯留効果に比してかなり小さいので、洪水調節計算のようにその貯留効果だけをみる目的に対しては従来から行われているように貯水池の水面が常に水平であるとして、(3.3.6)式を用いてよい(図-3.3.9参照)。

(II) 貯水池の大きさに比して、流入洪水がかなり大きくて、貯水池内の断面積、径深などの変化量が比較的大であるような領域が大部分を占める場合には、大部分の領域が遷移領域となるわけであるから、(3.3.6)式が用いられず、(3.3.5)または(3.2.13)式によらなければならない。したがって、このような場合の洪水調節計算を(3.3.6)式を用いる従来の計算法で行うときには、かなりの誤差があると想像されるわけであつて、こうした場合には、少なくとも上述の形式の洪水追跡器または厳密な数値計算によらなければならない。

(III) しかしながら、上のいずれの場合でも、貯水池内の水の運動の模様を調べるときは、(3.3.6)式では不十分であつて、(3.3.5)式を用いなければならない。

(3) む す び

本節においては、試作した洪水追跡器を用いて、貯水池における洪水流の特性を調べた結果について述べた。えられた結果を列挙するとつぎのとおりである。

1. 貯水池における洪水調節効果は、自然放流の場合には、放流能力が小さいほど良好であるが、ピーク・カット方式の場合には、放流能力が大きいほど良好である。

2. 貯水池内を洪水が流下するときの水面は、湛水領域ではほぼ水平であるが、遷移領域では複雑に変化することが確認された。

3. 洪水の最大波高 H_m は湛水領域ではかなり速く伝播するが、遷移領域では非常に遅く、この部分に集約される。一方最大流量 Q_m の伝播速度は、遷移領域では H_m のそれよりも早く、湛水領域では遅くなり、 Q_m と H_m の伝播の模様はかなり相違していることがわかった。

4. 普通の貯水池を対象として、洪水調節計算を行うときには、水面がほぼ水平であるとする従来の仮定がほぼ満足されることが確認されたが、貯水池が小規模で洪水が比較的大きい場合には、こうした仮定が満足されず、さらに摩擦抵抗の効果を考慮する遷移領域として厳密な解析が必要となることが明らかにされた。

第 5 節 結 論

本章においては、貯水池を流下する洪水流の特性を水理学的に考察した後、貯水池用洪水追跡器を試作するとともに、それを用いて貯水池における洪水流の実態を究明した。

すなわち、第 2 節においては、幅一様な河道に設けられた貯水池を流下する洪水流を水理学的に取り扱った。(3.2.8) および (3.2.9) 式で定義される Froude 数 Fr および限界こう配と河床こう配との比 l 、並びに林博士によつて導入されたパラメーター ξ を用いると、(3.2.5) 式によつて無次元化した、運動方程式は、

$$1 - (1 - Fr^2 \frac{\eta^2}{\kappa^2}) \frac{\xi}{Fr} \frac{\partial \kappa}{\partial \xi} = Fr^2 \left(\frac{1}{\kappa} \frac{\partial \xi}{\partial t} + \frac{2\xi}{\kappa^2} \frac{\partial \xi}{\partial \xi} \right) + l^2 Fr^2 \frac{\eta^2}{\kappa^2}$$

となる。貯水池という条件によつて上式の近似式を求めると、

$$\text{遷移領域: } 1 - (1 - Fr^2 \frac{\eta^2}{\kappa^2}) \frac{\xi}{Fr} \frac{\partial \kappa}{\partial \xi} = l^2 Fr^2 \frac{\eta^2}{\kappa^2}$$

$$\text{湛水領域: } 1 - \frac{\xi}{Fr} \frac{\partial \kappa}{\partial \xi} = 0$$

がえられる。これらの式を第 1 近似式として逐次近似法によつてその特性を調べ、つぎの事実を明らかにした。

(i) 湛水領域では水面がほぼ水平に近いが、遷移領域ではかなり変動する。

(ii) 洪水波頂の伝播速度は、湛水領域ではかなり速いが、遷移領域では比較的遅い。また最大流量の伝播速度は、ダムの近傍および遷移領域では形式的に Kleitz-Seddon の法則に従い、波頂の伝播の模様とはかなり趣きを異にしている。

(iii) 貯水池における洪水流の特性は、流入する洪水の大きさおよび形状と貯水池の大きさによつて支配されることはもちろんであるが、とくにダム地点における放流の条件によつて非常に大きな影響を受ける。したがつて、貯水池における洪水調節効果は、主として放流条件によつて定まり、時としては貯水池を設けたためにかえつて下流部の洪水を早め、かつ増大させる場合もある。

第3節においては、こうした水理学的特性をもとにして、一般の貯水池に対する基礎式、

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \left[1 - \left(\frac{1}{C^2 A^3} - \frac{1}{g A^3} \frac{dA}{dH} \right) Q^2 \right]$$

を導き、これを直接相似法によつて電気系に変換して洪水追跡用演算器を試作した。すなわち、上式の電氣的相似回路は、電圧降下が電流の2乗に比例するゲープル(図-3.3.1)であるが、これを演算器として構成するために、図-3.3.2に示すように、折線近似による2乗抵抗回路を二極真空管を利用した的確に実現することができた。さらにこの追跡器を木曾川の丸山貯水池に適用して良好な結果をうることができ、演算器が貯水池における洪水流の特性を調べるうえに、有効に使用できることを示した。

最後に、丸山貯水池を対象として、貯水池における洪水流の実態を、試作演算器によつて調べたのが第4節である。その結果、第2節で行つた考察の妥当性を示すことができたが、その要点はつぎのとおりである。

(i) 貯水池の洪水調節効果は自由越流のときには放流能力の小なる場合が良好であり、人工的にゲートで調節するときには放流能力の大なる場合が良好であることが確認された。

(ii) 最大波高の伝播速度は、湛水領域ではかなり早く、遷移領域では遅いが、最大流量の伝播速度は最大波高のそれと比較して、遷移領域では速く、湛水領域では遅い。したがつて、最大波高と最大流量が現われる時間は、貯水池の入口付近の河道部およびダム地点付近においてはほぼ一致するが、貯水池内ではかなりの差異があることがわかつた。

(iii) しかしながら、普通程度の貯水池における洪水調節計算を行うときには、水面が常にほぼ水平に近いという従来の仮定をそのまま採用してよいことが確認された。

参 考 文 献

- 1) 伊藤 剛：河道に設けた貯水池の水理、土木試験所報告、第46号、昭和14.7. P P . 49 ~ 63 .
- 2) 田中 清：背水領域における洪水波の伝播について、第10回土木学会年次学術講演会講演概要、昭29.5. P . 81 .
- 3) 矢野勝正：洪水調節論、P P . 24 ~ 29.
- 4) 木曾川丸山貯水池模型実験報告書、京都大学防災研究所、昭30.2.
- 5) Lawler E.A. and Druml F.V.; Hydraulic problem solution on electronic computers, Proc. A.S.C.E., Vol.84, No.WW1, 1958, PP.151-1~1515-4.
- 6) Hayashi, T: Mathematical theory and experiment of flood waves, 土木学会論文

集,第18号、昭和28.9. PP. 18 ~ 23.

7) 林重憲, 外一名: 電氣的模擬法による流体振動系の解析、第5回関西工学連
合会講演会、昭27.10.

第4章 洪水調節に関する研究

第1節 概 説

治水の根本的理念は、氾濫を防止し洪水による災害を防止することである。しかしながら、近代河川工学では、こうした治水の仕掛けのみならず、河川のもつ豊富な水資源を開発して発電、舟運、灌漑、用水などの利水の仕掛けも重要である。こうした意味から、河川総合開発事業が各所で計画され、実行されているわけである。こうしたなかにあつても、治水を第一とすべきことは、はじめに述べたとおりである。

さて、洪水は主として降雨によつてもたらされ、流域に降った雨が一時に河道に集つて流下する現象であることはいふまでもないが、こうした洪水を処理する治水の方策として、現在のところ、氾濫の防止と洪水流量の調節がある。¹⁾前者は堤内地にある各種の財産や人命を洪水の危険から守るためにとられているいわば消極的工事であつて、築堤、放水路、捷水路などがある。後者はかなり積極的な方策であつて、流下する洪水流量をできるだけ減少させて下流部の河道の負担を軽減さすもので、貯水池、遊水池などを利用するものである。もちろん、さらに積極的に降雨を調節することができれば、治水の面のみならず、利水上もきわめて有効であることは明らかであるが、現在のところ望むべくもない。

本章は洪水調節に関して考察しようとするものであつて、とくに貯水池および河道の洪水調節を取り扱う。

貯水池によつて洪水を調節するときには、その流量の調節と出水時間の調節の二つの面がある。すなわち、貯水池に一時洪水を貯水して洪水流量を低減させるとともに、下流部において本川および支川の出水が重なつて大出水とならないように、出水の時間を早めたり遅らせたりするのである。しかしながら、自然現象である降雨は、流域内で地域¹⁾にも時間的にも一定の分布をしているものではなく、かなり任意性に富んでいる。したがつて、貯水池によつて洪水を調節するときには、まず第一に流量の低減をはかり、そのうえで他の支川の出水状況に応じて出水時間の調節を行うべきであろう。

貯水池による洪水調節方式は、自然調節（自由放流）方式、ピーク・カット方式および自由調節方式の三つに分けられるだろう。^{註）}（図-4・1・2参照）。

1. 自由放流方式： ゲートを開放しておいて、貯水池へ流入した洪水が自由に放流される形式のもので、貯水容量が比較的大きく、かつ貯水池の放流能力が小なる場合には、かなりの効果が期待できる。（(a)図）。

2. ピーク・カット方式： ゲートを操作することによつて、貯水池から放流される洪水の最高流量をできるだけ小さくする方式である。

後述するように、放流洪水のピークをカットし、その前期にはゲートを全部開放してできるだけ貯水位を下げしておくことによつて、上述の条件を満足する。（(b)図）。

註） これらの名称は一般的なものではなく、便宜上著者が付けたものである

3 自由調節方式： 下流において、他の支川からの出水が合流したり、残流域からの流入量がかかなりある場合などで、下流部の洪水流量が最小となるように、ダムからの放流量をゲートの操作によつて調節しようとするものである。(10)図)。

このような場合に、ゲートの操作を的確に行つて、所期の目的を十分に發揮させるためには、合理的な調節計算を行う必要がある。

つぎに、河道における洪水調節は、第2章で考察した河道部における洪水流の特性を利用するものであつて、たとえば、急流河川で砂防ダムや床止め工事によつて人工的に河床こう配を減少させると、河床が安定することはもちろんであるが、流れの速度が遅くなつて河道貯留の効果が大きくなり、洪水流量を低減させることができるわけである。また、こうした工事によつて出水の時間を調節することも可能となるだろう。

以下において、こうした洪水調節について考察するが、順序として本節で使用する主な記号はつぎのとおりである。(図-4.1.1参照)

流 体 系

A : 常数 ($C_c \sqrt{T}$)

C_c : chezy の係数

H : 水深

H_D : ダム地点における水深

I : 河床こう配

Q : 流量

Q_m : 最大流量

Q_{in} : 貯水池への流入流量

Q_{out} : 貯水池からの流出流量

S : 貯水量

S_{max} : 貯水池の有効総貯水量

t : 時間

x : 距離

\bar{Q} : 流入洪水の累加量 ($\int Q_{in} dt$)

\bar{Q} : 流出洪水の累加量 ($\int Q_{out} dt$)

電 気 系

C : コンデンサー

R : 抵抗

第2節 貯水池の洪水調節に関する研究

(1) 従来の研究 註)

貯水池の洪水調節機能を究明するためには、前節で取り扱つたように、連続方程式と運動方程式、すなわち (3.3.1) 式および (3.3.2) 式によらなければ

註) ここに述べる洪水追跡計算法は、河道における洪水追跡法として提案されたものもあるが、貯水池にも適用できるので便宜上ここで一括して述べる。

ならないが、厳密な解析はほとんど不可能である。しかしながら、前述したように、貯水池の洪水調節効果だけをみようとするときには、貯水池内の水面が水平に近く、全領域にわたって湛水領域と仮定し、(3・3・2)式の近似式として(3・3・6)式を用いることによつて、工学的実用性からは十分な精度が期待できるだろう。

さて、(3・3・6)式を考慮して(3・3・1)式を貯水池の全長 L にわたつて積分すると、いわゆる貯留方程式がえられる。すなわち、(3・3・1)式から、

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_0^L A dx = Q_{in} - Q_{out} \quad (4 \cdot 2 \cdot 1)$$

となるが、(3・3・6)式から、

$$H = I \cdot X + C(t) \quad (4 \cdot 2 \cdot 2)$$

となつて、水面が常に水平となる。したがつて、貯留量 $S = \int_0^L A dx$ はたとえば μ 地点での水深 H_D だけの関数となる。ところが H_D は t だけの関数であるので、 S も t だけの関数となる。よつて(4・2・1)式は、

$$\frac{dS}{dt} = Q_{in} - Q_{out} \quad (4 \cdot 2 \cdot 3)$$

$$\text{ただし、} \dot{S} = S(H_D)$$

となる。(4・2・3)式が貯水池の洪水調節計算の基礎方程式である。

貯水池における洪水調節の計算は(4・2・3)式によるわけであるが、計算方法によつて非常に多くのものが提案されている。

1 近似計算法： これは、洪水波形や、貯水池の形状をある解析関数であらわして(4・2・3)式を解く方法であつて、貯水池の洪水調節効果の概略の傾向をみるには便利であるが、実際の洪水の調節計算に都合よく使用することはむずかしい。

物部博士は流入洪水が三角形および余弦関数で与えられる場合に、流出洪水の最高を所定の値にするのに必要な貯水容量を決定する式を提案されている。²⁾ Richardは流入流量曲線を台形と仮定して、最高水位および最高水位に達するまでの時間を求める式を導いている。³⁾ また、村工学士は、⁴⁾ 放流量が貯水量に比例する場合を取り扱い、流入流量曲線をフーリエ級数で表わして流出流量曲線を計算している。

2 数値計算法： (4・2・3)式を短い時間間隔 Δt の間の階差式であらわすと、次式がえられる。

$$\Delta S = (\bar{Q}_{in} - \bar{Q}_{out}) \cdot \Delta t \quad (4 \cdot 2 \cdot 4)$$

上式において、

$$\Delta S = S_2 - S_1, \bar{Q}_{in} = \frac{1}{2} (Q_{in1} + Q_{in2}), \bar{Q}_{out} = \frac{1}{2} (Q_{out1} + Q_{out2}) \quad (4 \cdot 2 \cdot 5)$$

とおくと、

$$S_2 - S_1 = \frac{\Delta t}{2} (Q_{in1} + Q_{in2}) - \frac{\Delta t}{2} (Q_{out1} + Q_{out2}) \quad (4 \cdot 2 \cdot 6)$$

となる。ここに、添字1, 2はそれぞれ時間間隔 Δt のはじめの時刻 t_1 およびおわりの時刻 t_2 における値を示す。

(4・2・6)式を用いる計算法はEk Dahl⁵⁾、物部博士⁶⁾、Cheng⁷⁾、Posey⁸⁾、Puls⁹⁾、Goodrich¹⁰⁾、Rutter, Graves & Snyder¹¹⁾、Wisler & Brater¹²⁾、松村工学士¹³⁾などによつて研究されている。これらの方法は、すべて(4・2・6)式を解く点では同じであるが、その手段が異なっているだけで、代表的な二、三の例を挙げるとつ

ぎのようである。

(a) Ekdahl 法 (図-4・2・1) (4・2・6) 式を変形して、

$$(S_1 - \frac{Q_{out1}}{2} \cdot \Delta t) + (Q_{in1} + Q_{in2}) \cdot \frac{\Delta t}{2} = (S_2 + \frac{Q_{out2}}{2} \cdot \Delta t) \quad (4 \cdot 2 \cdot 7)$$

とし、さらに、

$$\phi_1 = S - \frac{Q_{out1}}{2} \cdot \Delta t, \quad \phi_2 = S + \frac{Q_{out2}}{2} \cdot \Delta t \quad (4 \cdot 2 \cdot 8)$$

とおくと、

$$\phi_1 + (Q_{in1} + Q_{in2}) \cdot \frac{\Delta t}{2} = \phi_2 \quad (4 \cdot 2 \cdot 9)$$

がえられる。自由放流の場合には Q_{out} はダム地点における水深 H_D のみの関数であるから、 Δt を一定とすると、 ϕ_1 および ϕ_2 は H_D の関数となる。したがって、図-4・2・1のように ϕ_1 および ϕ_2 を H_D の関数として図示しておけば、ある流入流量 Q_{in1} のときの初期水深 H_{D1} を与えれば ϕ_1 が求められ、この値に Δt 時間の流入量 $(Q_{in1} + Q_{in2}) \cdot \frac{\Delta t}{2}$ を加えれば ϕ_2 が求まり、まえに描いた ϕ_2 -曲線から Δt 時間後の H_{D2} が計算されるわけである。

(b) Modified Puls 法 (図-4・2・2) これは Puls 法を修正して計算の便をはかつたものである。

すなわち、(4・2・7) 式の右辺は、 Δt の値を定めると H_D だけの関数であるから、 Q_{out} と $(S + Q_{out} \cdot \frac{\Delta t}{2})$ との間にはある関数関係がある。これを図示したものが図-4・2・2であつて、貯留指示曲線 (Storage-indication curve) と呼ばれている。計算の方法としては、まず、初期の条件および流入流量より、(4・2・7) 式の左辺の値を計算することによつて、右辺の $S_2 + Q_{out2} \cdot \frac{\Delta t}{2}$ の値が求まる。この値を図-4・2・2に用いると Q_{out2} が求められるわけである。つぎの段階における $S_1 - Q_{out1} \cdot \frac{\Delta t}{2}$ の値は、上で求められた $S_2 + Q_{out2} \cdot \frac{\Delta t}{2}$ から $Q_{out2} \cdot \Delta t$ を差引けばよいので、追跡計算を迅速に行うことができる。

(c) Cheng の方法 (図-4・2・3) これは (4・2・7) 式において、

$$\overline{Q}_{in} = (Q_{in1} + Q_{in2}) / 2 \quad (4 \cdot 2 \cdot 10)$$

とおき、さらに、 \overline{Q}_{in} を $t = t_1 + \frac{\Delta t}{2}$ における流入流量に等しいと仮定して、

$$(S_1 + \frac{Q_{out1}}{2} \cdot \Delta t) - Q_{out1} \cdot \Delta t + \overline{Q}_{in} \cdot \Delta t = S_2 + \frac{Q_{out2}}{2} \cdot \Delta t \quad (4 \cdot 2 \cdot 11)$$

を用いるものである。すなわち、図-4・2・3に示すように、第I象限に流入流量曲線を、第II象限に $S + Q_{out} \cdot \frac{\Delta t}{2}$ と Q_{out} の関係および $\overline{Q}_{in} \cdot \Delta t$ と \overline{Q}_{in} の関係を描く。いま、 $t = t_1$ における流出流量 Q_{out1} が既知とし、a点より水平線を書いてb点を求める。つぎにb点より $\overline{Q}_{in} \cdot \Delta t$ の直線に平行にbdを引き、 $t = t_1 + \frac{\Delta t}{2}$ の流入流量 \overline{Q}_{in} を示すc点より引いた水平線cdとの交点dを求める。d点より下した線と $S + Q_{out} \cdot \frac{\Delta t}{2}$ の曲線との交点e点を求めると、 $t_2 = t_1 + \Delta t$ における流出流量 Q_{out2} が計算される。

この解法の妥当性は、

$$O b' = S_1 + Q_{out1} \cdot \frac{\Delta t}{2}, \quad b' c' = Q_{out1} \cdot \Delta t, \quad c' e' = \overline{Q}_{in} \cdot \Delta t$$

であることから容易に証明されるが、図式計算法としてはかなり便利な方法である。
 つぎに、(4・2・6)式によらないで、(4・2・3)式を t について積分して、

$$S = \int_0^t Q_{in} dt - \int_0^t Q_{out} dt \quad (4 \cdot 2 \cdot 12)$$

すなわち、mass-curve を用いる方法があり、Schaffernak、高畑工学士¹⁴⁾の研究がある。この方法は貯水池の洪水調節計算および調節効果の検討に対して非常に有効なものと考えられるが、後で詳述するのでここでは省略する。

(2) 貯水池における洪水追跡計算法

上述したように、従来の洪水追跡法では、大部分のものが、あらかじめ貯水池を流出流量だけの関数と仮定している。このことはゲート操作を行う場合には、まずゲート操作を定め、註) しかる後、その操作の下での流出流量が計算されることを意味している。すなわち、あらかじめゲート操作を仮定しなければ、追跡計算ができにくいのである。

しかるに、貯水池によつて洪水を調節しようとするときには、本章第1節で述べたように、自由放流、ピーク・カット、自由調節などの方式がある。このうち自由放流方式は何等のゲート操作をも行わないわけであるから、従来の計算法で調節効果を検討することができる。しかしながら、わが国の多くの貯水池は、総合開発の線に沿つた多目的のものであつて、こうした貯水池による洪水調節は、ピーク・カット方式や自由調節方式によらないと、十分な効果を期待することができないだろう。とくに、下流における支川の合流を考慮する場合には、貯水池からの放流方式が問題となる。すなわち、支川合流などの周囲の出水状況を十分に考慮して、もつとも有効な放流量となるようにゲートを操作しなければならない。したがつて、こうした場合の貯水池の操作法は、貯水池のもつ調節能力と周囲の出水状況によつて合理的に定められた放流量となるように、ゲートを操作することである。

したがつて、あらかじめゲートの操作方法を定めなければ、追跡計算ができにくい。従来の計算法では、十分に調節効果を検討することができず、まず目的に合致するような放流量を定め、しかる後にこの放流量を与えるようなゲート操作を合理的に決定する計算法が必要となるわけである。

1 基礎的考察： (4・2・12)式において、

$$\Phi = \int Q_{in} dt, \quad \Psi = \int Q_{out} dt \quad (4 \cdot 2 \cdot 13)$$

とおくと、

$$\Psi = \Phi - S \quad (4 \cdot 2 \cdot 14)$$

となる。一方、流出流量 Q_{out} とその累加量 Ψ との関係は、(4・2・13)式から、

$$\frac{d\Psi}{dt} = Q_{out} \quad (4 \cdot 2 \cdot 15)$$

で与えられる。

註) ゲートの開度を定めると、流出流量と貯水位したがつて貯水位との関係が一義的に規定される。

また、貯水池の有効容積には限りがある。そこで、貯水池の有効貯水容積を S とすると、(4・2・14) 式中的 h は、常に、

$$0 \leq S \leq S_{\max} \quad (4 \cdot 2 \cdot 16)$$

でなければならない。一方、ダムからの放流量は、貯水位とゲートの開度とによつて定まるが、ある貯水位のときの最大放流量は、ゲートを全開した場合であつて、

$$\left. \begin{aligned} \text{放流管に対して: } Q_{outm} &= C_1 A_r \sqrt{2g(H_D - H_0)} \\ \text{越流型に対して: } Q_{outm} &= C_2 \sqrt{2g} (H_D - H_0)^{3/2} \end{aligned} \right\} \quad (4 \cdot 2 \cdot 17)$$

で与えられる。ここに H_0 は放流管中心までの水深、 H_D は堤頂までの水深を表わし、 C_1 、 C_2 はそれぞれのゲートの流量係数、 A_r は放流管の断面積である。したがつて、放流量 Q_{out} は常に、

$$0 \leq Q_{out} \leq Q_{outm} \quad (4 \cdot 2 \cdot 18)$$

の条件を満足しなければならない。なお、ダム地点における水深 H_D と貯水量 S との間には、前述したように、 $S = S(H_D)$ の関係があるので、この関係と(4・2・17)式より、 Q_{outm} と S の関係は、

$$Q_{outm} = f(S) \quad (4 \cdot 2 \cdot 19)$$

で表わされるはずである。上式を(4・2・18)式に用いると、放流量 Q_{out} の満足すべき条件として、

$$0 \leq Q_{out} \leq f(S) \quad (4 \cdot 2 \cdot 20)$$

がえられる。自由放流の場合には、放流量が貯水位の関数となるから、(4・2・15)式は、つぎのようになる。

$$\frac{d\psi}{dt} = f(S) \quad (4 \cdot 2 \cdot 21)$$

したがつて、(4・2・15)式または(4・2・21)式を上掲の種々の条件を満足するように積分すれば、流出流量の累加量 ψ の値がわかるとともに、流出流量が計算できるわけである。この計算は数値的に行うこともできるが、後述するように、洪水調節の検討という点からすると、mass-curve を利用した図解法による方が有利である。

2 図式計算法: (4・2・15)式を計算する方法はいろいろあるが、¹⁵⁾ 図式計算のためには Runge-Kutta の考え方によるものが便利である。いま、 ϕ と $t = t_1$ における Q_{out1} 、 ψ_1 の値が与えられているものとする。時間増分 Δt 後、すなわち $t = t_2$ における ψ の値

$$\psi_2 = \psi_1 + \Delta\psi \quad (4 \cdot 2 \cdot 22)$$

は、 Q_{out} が ψ すなわち(4・2・14)式から $\phi - S$ の関数と考えて、つぎのように計算される。¹⁶⁾ すなわち、

step by step によると、

$$\Delta\psi = Q_{out}(\psi_1; t_1) \cdot \Delta t \quad (4 \cdot 2 \cdot 23)$$

Runge の方法によると、

$$\left. \begin{aligned} \Delta\psi &= Q_{out}\left(\psi_1 + (\Delta\psi)_1; t_1 + \frac{\Delta t}{2}\right) \cdot \Delta t \\ \text{ここに、} (\Delta\psi)_1 &= Q_{out}\left(\psi_1; t_1\right) \cdot \frac{\Delta t}{2} \end{aligned} \right\} \quad (4 \cdot 2 \cdot 24)$$

Runge-Kutta の方法によるとき、

$$\Delta \psi = \frac{1}{6} \{ (\Delta \psi)_1 + 2 (\Delta \psi)_2 + 2 (\Delta \psi)_3 + (\Delta \psi)_4 \}$$

ここに、 $(\Delta \psi)_1 = Q_{out}(\psi_1; t_1) \cdot \Delta t$

$$(\Delta \psi)_2 = Q_{out}(\psi_1 + \frac{(\Delta \psi)_1}{2}; t_1 + \frac{\Delta t}{2}) \cdot \Delta t \quad (4 \cdot 2 \cdot 24)'$$

$$(\Delta \psi)_3 = Q_{out}(\psi_1 + \frac{(\Delta \psi)_2}{2}; t_1 + \frac{\Delta t}{2}) \cdot \Delta t$$

$$(\Delta \psi)_4 = Q_{out}(\psi_1 + (\Delta \psi)_3; t_1 + \Delta t) \cdot \Delta t$$

たとえば、 $(4 \cdot 2 \cdot 24)$ 式を用いる場合には、図-4・2・4に示すように、

$t = t_1$ における ϕ_1 および ψ_1 が与えられて Q, Q' がわかっているとし、流入洪水の累加曲線中も既知とする。さて、 $\bar{\psi}$ -曲線のこう配は $(4 \cdot 2 \cdot 16)$ 式に示すように流出流量 Q_{out} をあらわすから、まず、 a 点より a' の直線(こう配は $Q_{out}(\psi_1; t_1)$ である)を引き $t_1 + \frac{\Delta t}{2}$ に立てた垂線との交点を求めると、 $(\Delta \psi)_1$ が求まる。つぎに、 b 点から、直線 bc (こう配は $Q_{out}(\psi_1 + (\Delta \psi)_1; t_1 + \frac{\Delta t}{2})$ である)を引き、さらに bc に平行に ad を引いて、 t_2 に立てた垂線との交点 d を求めると、 d 点が t_2 における ψ -曲線上の点となる。このようにして図解的に流出量が求められるが、 $(4 \cdot 2 \cdot 23)$ 式および $(4 \cdot 2 \cdot 24)'$ 式によるときも同様であつて、計算結果の精度が異なるだけである。 $(4 \cdot 2 \cdot 23)$ 式を用いる解法はSchaffernak、 $(4 \cdot 2 \cdot 24)$ 式を用いるものは高畑工学士によつて提案されている。¹⁴⁾しかしながらこれら両氏の研究では、計算法を提案されているだけで、貯水池の洪水調節効果が十分検討されていないようであるが、本節は上述のmass-curveを利用した図解法を用いて、調節効果を究明しようとしたものである。

3 洪水調節方式と図解法： 前述した三つの洪水調節方式の場合に、mass-curveを利用した図解法をどのように利用すればよいかについて検討する。

(a) 自由放流方式 これは全くゲートの操作を行わないで、貯水池の自然的洪水調節能力を利用する方法である。したがつて、この場合には、 $(4 \cdot 2 \cdot 16)$ 式の条件の下で $(4 \cdot 2 \cdot 14)$ および $(4 \cdot 2 \cdot 21)$ 式を用うればよい。すなわち、図-4・2・4において、 a' のこう配は $S_1 = \phi_1 - \psi_1 = a a'$ を用いて $(4 \cdot 2 \cdot 19)$ 式から計算され、 bc のこう配は $b c'$ の値から容易に求められるので、 Δt 時間における増分 $\Delta \psi$ がわかるわけである。なおこの解法においては、 $a a', d a'$ の長さが貯水池 S をあらわすこととなるので、この値が有効総貯水量 S_{max} より大とならない限り、貯水池は満水しない。したがつて、貯水位を檢照しながら、追跡計算を進めていくことができる。

(b) ビータ・カット方式 これは貯水池から放流する洪水の最大流量を、ゲートの操作によつてできるだけ小さくしようとするものである。そのための条件は、流入洪水の最大流量が現われるいくらか前までは、ダムの排水能力を最大限に發揮して貯水位をできるだけ低下させ、しかるのちに流入洪水流量が最高値付近の期間において、その貯水能力を利用して、水を一時貯留し、放流量を制限すればよいはずである。

ただし、初期の放流量がこのときの放流量より小でなければならない。

つぎに、このような場合の洪水調節の計算法を説明しよう。いま、図-4・2・5に示すように、 $t=0$ から洪水調節をはじめるものとし、このときの貯水量を S_0 とする。さらに、便宜上原点を通る Φ -曲線を Φ_0 -曲線と呼び、縦軸方向の上に S_0 だけずらせたものを $\bar{\Phi}$ -曲線、 Φ_0 -曲線を下方に S_{\max} だけずらせたものを $\bar{\Phi}$ -曲線とする。さて、原点から $\bar{\Phi}$ -曲線に引いた接線 OC のこの配によつて与えられる流量を Q'_{out} とするとき、貯水量とダムの放流能力とによつてつぎの三つの場合が考えられる。

(i) OC の全区間にわたつて、ダムの排水能力 Q_{outm} が Q'_{out} より大きい場合には、放流流量を最小にするためには、少なくとも $t=0$ から t_1 までの間 Q'_{out} で与えられる一定量を放流すればよいはずである。換言すると、 OC の直線に沿つて放流し、 C 点 ($t=t_1$) 以後は後続する洪水の有無、貯水された水の利用などによつて決定されるが、 OC の延長線と $\bar{\Phi}$ -曲線ではさまれた領域で、しかもそのこの配が Q'_{out} より小となるような任意の曲線に沿つて放流すればよい。ここで注目すべきことは、 $\bar{\Phi}$ -曲線に接する Ψ -曲線に沿つて放流するときは、接点では必ず貯水池が満水になつてゐることである。このことは、この mass-curve を利用した図解法が、貯水池の全貯水容量を有効に利用した洪水調節法を決定するうえに有力な方法であることを示すものである。

(ii) 原点付近の $t=0 \sim t_1$ の間は $Q'_{out} > Q_{outm}$ 、 $t > t_1$ では $Q'_{out} < Q_{outm}$ の場合には、 $t=0$ から t_1 までは排水能力が十分でないので、前述の方針にしたがつて、ゲートを全開して排水に努めなければならない。すなわち、自由放流と同様であつて、そのときの Ψ -曲線は Φ -曲線のようになるだろう。 Φ -曲線と $\bar{\Phi}$ -曲線は、貯水池が満水状態にならない限り交わらないから、この両曲線の共通接線 AB が存在するはずである。しかるときは、 OAB の線に沿つて放流すれば、流出流量を最小とすることができて、その流量は AB の接線のこの配によつて与えられることになる。 B 点以後は前の場合と同様である。

(iii) 原点付近では $Q'_{out} < Q_{outm}$ であるが、途中で $Q'_{out} > Q_{outm}$ となり、再び $Q'_{out} < Q_{outm}$ となる場合は、洪水調節を行う初期の貯水位がかなり高い場合に起り、いわゆる予備放流を伴う場合に相当する。いま、予備放流を(ii)の場合と同様にダムの全排水能力で行い、ある時期 (t_1 に対応する時間) 以後は一定量 Q_{out2} の放流を行つて、そのときの Ψ -曲線が丁度 $\bar{\Phi}$ -曲線に接したとする。予備放流期間における最大流量 Q_{out1} (これは Q'_{out} より大である) が Q_{out2} より小さいときは、問題とならないことは明らかである。 $Q_{out1} > Q_{out2}$ となる場合には、かなり複雑であるが、予備放流の期間においても放流量を制限して、 $Q_{out1} = Q_{out2}$ となるように試算的に決定しなければならない。

(9) 自由調節方式 これは支川合流、残流域からの出水などを考慮して、合流後の洪水量をできるだけ小さくするように調節を行うものである。この場合の放流洪水は支川などの出水状況によつてきまるが、こうした放流が可能かどうかを検しななければならない。そのためには、初期条件を考慮して流入洪水の Φ -曲線と仮定された放流洪水の Ψ -曲線を描き、 Ψ -曲線の各点のこの配が (4・2・14) 式および

(4・2・19)式から計算される Q_{out} に等しいかまたは小であつて、しかも ψ -曲線が ϕ -曲線と $(\phi - S_{max})$ -曲線(図-4・2・5の β -曲線と γ -曲線)との間にあるかどうかを調べればよい。

以上、各調節方式に対応した計算方法を述べたが、河川総合開発の線に沿つて築造された多目的の貯水池によつて洪水調節を行うときは、上述の(b)、(c)の方式をとる場合が多いだろう。また、このような貯水池による洪水調節を的確に行うためには、洪水予報の精度の向上を計るとともに、合理的なゲート操作の決定が重要である。こうした目的に対しても上述の図解法が有効に利用できるだろう。

なお、上では各種の条件に適用する放流量についてのみ述べたが、放流量がわかれば、計算の途中で(4・2・14)式から貯水量 S も計算されているから、貯水位がわかり、この貯水位に対して、上で決定された放流量がえられるようにゲートを操作すればよい。

4 アナログ・コンピュータの利用： 貯水池の洪水調節計算の基礎方程式(4・2・3)は、 p をヘビサイド演算子とすると、つぎのように書くことができる。

$$\left. \begin{aligned} pS &= Q_{in} - Q_{out} \\ \text{または } S &= \frac{1}{p} (Q_{in} - Q_{out}) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 25)$$

この場合、 Q_{out} は(4・2・20)式の条件を満足しなければならない。

さて、(4・2・25)式は一階常微分方程式であるので、間接相似型のアナログ・コンピュータ¹⁷⁾を利用すれば、容易に計算できるはずである。すなわち、

(a) 自由放流方式 この場合には、(4・2・19)式を用いて、

$$S = \frac{1}{p} \{ Q_{in} - f(S) \} \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 26)$$

を計算すればよいから、図-4・2・6(a)に示すようなダイアグラムによつて容易に流出流量 $Q_{outm} = f(S)$ を求めることができる。すなわち、関数発生器で $-Q_{in}$ を発生させ Q_{outm} と加え合わせて積分すると貯水量 S となる。この S を(4・2・19)式の関係を満足するような関数追従器によつて Q_{outm} に変換して、上述の Q_{outm} として用いればよいわけである。

(b) ピーク・カット方式 この場合は、前述したように、調節の初期においてはゲートを全開して放流につとめ、所定の放流量 V_0 となれば、それ以上の流量を放流しないようにすればよい。

したがつて、(b)図に示すように、(a)の場合にリミッターを付加すればよい。すなわち F, F_1 で発生された Q_{outm} が V_0 以上となると、リミッターの出力 Q_{out} が V_0 の一定値を保つように、たとえば、図に示すように二極管を利用して目的を達することができる。つぎに、放流最大流量を最小にするような放流流量を求めるには、上述の V_0 をいろいろの値に変化して演算を行い、そのときの貯水量が丁度総貯水量 S_{max} となるような V_0 の値を試算的に決定すればよいわけである。

(c) 自由調節方式 この場合の放流量は支川の出水状況などから、その概略値を定めることができるだろう。これを Q_{out1} とし、(c)図に示すように、 F, G, I で $-Q_{in}$ を、 F, G, II で Q_{out1} を発生させる。さて、この Q_{out1} は(4・2・20)式の条

件を満足しなければならない。そこで、いま貯水池 S がわかつたものとする、これを用いて Q_{outm} が作られる。この Q_{outm} と F. G. II で発生させた Q_{out1} とを比較して、常に、 $Q_{out1} \leq Q_{outm}$ を満足するようにすればよいわけである。たとえば、二根管を図のように接続すれば目的が達せられるが、このリミッターの出力 Q_{out2} が所要の放流量を与える。

なお、貯水池 S は(4・2・16)式の条件を満さなければならないが、上述の演算では積分器の出力として S が求まるから、この値が(4・2・16)式の条件を満足しているかどうかを検しなければならないことはいうまでもない。

(3) 貯水池の洪水調節効果

貯水池への流入洪水の状況、貯水池の容量、排水能力、ゲートの操作法などによつて、貯水池の洪水調節効果が変わると考えられるが、以下において、各調節方式の場合の貯水池の調節率^{註)}について検討を加えよう。

1. 自由放流方式の場合： この場合にはゲート操作を行わないから、(4・2・16)式の条件の下で、(4・2・3)式および(4・2・19)式が成立する。いま、(4・2・19)式を書きかえと、

$$S = F(Q_{outm}) \quad (4 \cdot 2 \cdot 27)$$

とすることができる。そこで、

$$k = d(Q_{outm})/dQ \quad (4 \cdot 2 \cdot 28)$$

とおくと、(4・2・3)式はつぎのように書くことができる。

$$\frac{d(Q_{outm})}{dt} + k Q_{outm} = k Q_{in} \quad (4 \cdot 2 \cdot 29)$$

最大流入流量を Q_{imp} 、流入洪水継続時間を T とすると、流入洪水はつぎのフーリエ級数で表わすことができるだろう。⁴⁾

$$Q_{in} = Q_{imp} \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin \frac{n\pi}{T} t \quad (4 \cdot 2 \cdot 30)$$

ここに、 a_n は係数であつて、 $0 \leq t \leq T$ の間で定義し、簡単のため初期流入流量を零と考えている。(4・2・30)式を(4・2・29)式に代入し、 Q_{imp} で両辺を除し、さらに、

$$q = Q_{outm}/Q_{imp}, \quad \tau = t/T \quad (4 \cdot 2 \cdot 31)$$

で定義される無次元量 q および τ を用いると、

$$\frac{dq}{d\tau} + kTq = kT \sum a_n \sin n\pi\tau \quad (4 \cdot 2 \cdot 32)$$

となる。

上式の一般解を求めることは困難であるが、越流型の余水吐では、ほぼ、

$$Q_{outm} \propto S, \text{ すなわち } k = \text{const.} \quad (4 \cdot 2 \cdot 33)$$

註) ここにいう調節率とは最大流入流量を Q_{imp} 、最大放流量を Q_{outp} としたとき、

$1 - Q_{outp}/Q_{imp}$ である。

の関係が成立する。したがって、村工学士の研究と同様に(4)、(4・2・33)式を仮定して、(4・2・32)式の大略の特性を調べよう。この場合には、(4・2・32)式の解は簡単に求められ、一般解は、

$$q = e^{-kT\tau} \left[\int kT \sum a_n \sin n\pi\tau \cdot e^{kT\tau} d\tau + C \right] \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 34)_1$$

となる。上式を計算し、初期条件の $\tau = 0$ で $q = 0$ を用いると、結局、次式がえられる。

$$q = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1/n}{1 + (n\pi/kT)^2} \left\{ (\sin n\pi\tau - \frac{n\pi}{kT} \cos n\pi\tau) + \frac{n\pi}{kT} e^{-kT\tau} \right\} \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 34)_2$$

さて、上式において、 $kT \rightarrow \infty$ となると、

$$q \doteq \sum a_n \sin n\pi\tau \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 35)_1$$

となるから、(4・2・30)式より、

$$Q_{outm} \doteq Q_{inp} \sum a_n \sin \frac{n\pi}{T} t = Q_{in} \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 35)_2$$

一方、 $kT \rightarrow 0$ の場合には、(4・2・34)₂式の係数が高次の微小数となるから、

$$q \rightarrow 0, \text{ すなわち } Q_{outm} \rightarrow 0 \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 36)$$

となる。これらの結果を、具体的に説明するとつぎのとおりである。

(1) (4・2・34)₂式の右辺は Q_{inp} に無関係で、 kT だけの関数である。したがって、(4・2・53)式が成立する場合の調節率は、流入洪水の最大流量には無関係で、放流条件をあらわす k および洪水の継続時間 T 並びに洪水波形をあらわすパラメーター a_n に関係する。

(2) 同一の貯水池に($k = \text{const.}$)、継続時間の異なつた洪水が流入するときには、継続時間の短いほど調節率が良く、米国におけるような緩慢な出水に対しては、自由放流方式による洪水調節はあまり効果的でないといえる。

(3) 同一の洪水($T = \text{const.}$)が排水能力の異なつた貯水池へ流入したときの調節率は、 k の値が小さいほど、換言すると排水能力の小なるものほど大である。 k は第2章第3節で述べた河道の貯留効果をあらわすパラメーター S/ω の逆数と同一の性質のものであつて、注目すべきことであろう。なお、このような特性は、第3章第4節で述べた丸山貯水池を対象とした貯水池用洪水遅滞器による演算結果とも一致するものである。

なお、以上の諸関係は、(4・2・16)式の条件、すなわち貯水池が満水となるまでであつて、それ以上の大洪水に対しては水が貯水池を越流しないように、排水能力を増加しなければならないことはいうまでもないが、こうした場合には調節率が減少することになる。

2 ビーク・カット方式の場合： 自由放流方式のときには、調節時の最大貯水量は放流量が最大のときに生じ、しかも洪水の大きさや排水能力などによつて変わる。

しかしながら、このような方式では、貯水池の有効貯水量の全量を常に有効に利用しているわけではないので、調節操作は簡単であるが、効果的な調節方式とはいいいくいだらう。そこで、貯水池の全貯水量を有効に使用して流出洪水の大きさをできるだけ小さくしようとするピーク・カット方式による調節が効果的な方法と考えられる。この場合、単一の河道においては、流出洪水を最小にするような調節方法をとればよいわけであつて、問題は無い。ところが一般の河川では多くの支川からの出水状況によつて、洪水調節を行つたためにかえつて両者のピークが重なり合つて、下流部の洪水を増大させることも考えられる。したがつて、各支川からの出水状況を的確に把握し、合流の条件を十分に考慮して、下流部洪水ができるだけ小さくなるような調節方法をとることが望ましく、自由調節方式がもつとも効果的であるが、現状では、数値予報など多大の努力が払われているにもかかわらず、精度と時間的余裕が少ない点から未だ十分とはいいいくい。よつて、自由調節方式を効果的に行うまでには至っていないようである。

ところで、わが国の大部分の貯水池は、地形上有効貯水量が小さいので、調節後のピークの遅れは貯水池築造以前に較べて数時間程度であり、とくに総合開発による多目的ダムでは、洪水調節のための有効容量が少ない。また、もし各支川からの出水状況が常に同一であれば、現在行われているように、計画出水 (design flood) に対してもつとも効果的な自由調節方式による調節法を確立することもできるが、一般には出水の状況は千差万別であつて、必ずしも常に計画の調節方法によつて最大の効果をあげうるというわけにはいかない。もちろん、降雨に関して確率論的考察を行い、河川の安全率ともいふべき確率洪水を採用すれば¹⁸⁾、こうした問題に対してかなり明確な解答がえられると思われるが、このような解析はかなり複雑となるだらう。そこで、各支川ごとに最小洪水となるような調節を行い、合流後の洪水が下流部河道の洪水流下能力以下におさまればよいとする単純な考え方も、経済効果は悪くなるが、洪水予報の精度不足、人命尊重などの点からして、現状では一つの便宜的方法として可能であらう。しかしながら、将来は経済効果の高い自由調節方式によらなければならないことはいうまでもない。

いずれにしても、ピーク・カット方式はわが国の大部分の貯水池、とくに多目的ダムでとられているものであつて、貯水池による代表的な洪水調節方法の一つである。したがつて、この方式による洪水調節効果について検討することは非常に重要である。

さて、ピーク・カット方式では、常に貯水池の全容量を有効に利用するので、調節率に関係するパラメーターとして考えられるのは、洪水の大きさおよび形状、有効貯水量、ダムの放流方式および能力である。流入洪水の形状としてはいろいろのものが考えられるが、第2章第3節で述べたようにほぼ同一の形状と考えてよいから、流入洪水をあらわすパラメーターとしては、総流入量、最大流量および継続時間のうち二つをとればよい。すなわち、

$$Q_{outp} = f_1 (\text{総流入量, 最大流量, 貯水容量, 放流能力}) \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 37)$$

となるが、上式を無次元表示すると、形式的に、

$$\frac{Q_{outp}}{Q_{inp}} = f_2 \left(\frac{\text{総流入量}}{\text{貯水容量}}, \frac{\text{最大流量}}{\text{放流能力}} \right) \dots\dots\dots (4 \cdot 2 \cdot 38)$$

と薄くすることができるだろう。

(a) 放流能力の影響 貯水容量 S および流入洪水が同一で、ダムの放流能力が異なる場合である。ピーク・カット方式では流出洪水の最大値 Q_{outp} は図-4・2・5における **AB** 線のこう配で示される。したがって、A 点の位置が β ー曲線に近いほど、換言すると、貯水位が低いときの放流能力が大きいほど Q_{outp} の値が小となつて、調節率が効果的となる。この特性は自由放流の場合と逆であることをとくに注目すべきである。よつて、ピーク・カット方式で洪水調節を行う場合には、ダムに多くの放水管が設置されており、しかもその容量が大きいと、有効な洪水調節を行うことができることがわかる。

(b) 流入洪水の影響 流入洪水の影響は、総流入量および最大流量によつて示すことができる。すなわち、ある貯水池を対象として考えるときには、(4・2・38)式で示すように、(総流入量)/(貯水容量)と最大流量(註)である。

この場合の特性を一般的に論ずることは、かなり困難と考えられるので、一つの例について調べた結果について述べよう。淀川水系の木津川の支川である名張川に洪水調節専用の高山ダムが計画されているが¹⁹⁾、この貯水池を例にとつて計算を行つた。高山ダムの概要は図-4・2・7に示すようであつて、E.L. 97 m に直径 4 m の放水管を 3 本設置し、越流部は幅 12 m、高さ 10 m のテンターゲード 3 門を有している。

越流水深と流量との関係はダム設計基準²⁰⁾によつて計算し、放水管に対しては予備設計として、(4・2・17)の上式において、 $C_1 = 0.85$ を採用した²⁰⁾。このようにして計算された関係を、(4・2・19)式に示すように Q_{outm} と S との関係として示すと、図-4・2・8がえられる。

すなわち、貯水位が丁度越流堤頂に達すると急激に排水量が増加する。なお、図-4・2・9は標高と貯水量との関係を示したものであつて、有効総貯水容量は $382 \times 10^6 \text{ m}^3$ である。

流入洪水の形状は前述したように多種多様で、一般的に表わすことが困難であるので、ここでは便宜上洪水期間が T で、 $\tau = T/3$ にピークがある三角形の洪水を用いることにした。図-4・2・10は $Q_{inp} = 3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ で、 $T = 24 \text{ hr}$ および $1/2 \text{ hr}$ の場合の計算例であつて、洪水期間が大きいものが調節率が悪くなつていくことがわかる。この場合の計算法は本節(2), 3. で述べた図解法を用い、初期条件は、洪水流入前の貯水位を E.L. 97 m とし、初期流入流量がないとした。

図-4・2・11は $Q_{inp} = 3,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ および $1,000 \text{ m}^3/\text{sec}$ で、 T を変化させたときの結果を一括して示したものであつて、縦軸には Q_{outp} / Q_{inp} 横軸には $Q_{inp} \cdot T / 2$ すなわち総流入量がとつてある。

図-4・2・9に示すようにこの貯水池の有効貯水容量は $382 \times 10^6 \text{ m}^3 = 106 \times 36 \times 10^6 \text{ m}^3$ であるから、流入総流量がこの値以下のときには、その全部を貯水してしまふことができるわけで、流出流量が零、換言すると調節率は 100 % となる。つぎに、

註) 厳密には(最大流量)/(放流能力)であるが、放流能力を数値的に表わすことが困難であるので、これを一定として最大流量をとつたのである。

Q_{inp} が同一のときには継続時間が長いもの、すなわち総流入量が大なるものほど調節率が減少している。これは、緩慢な洪水のときは、継続時間の短い場合に比して増水期間が長いので、ゲート操作を行うまでに比較的多量の水が貯水され、ピーク・カットの期間に有効に利用できる容量が減少するためと考えられる。また、総流入量が同一の場合には、 Q_{inp} が大きい急峻な洪水のときが、 Q_{inp} が小でだらだらとした洪水のときより調節率が悪くなっている。これは、たとえば、 Q_{inp} があらわれるまでの総流入量を一定としているので、 Q_{inp} があらわれたときの貯水量は急峻な洪水、すなわち Q_{inp} が大なるものほど大となつて、ピーク・カットの操作に有効に利用できる容量が小となるためと考えられる。

この特性は、自由放流方式の場合とは逆であつて、わが国のように、洪水期間が比較的短く、しかも最大流量が大である洪水を対象として洪水調節を行う場合には、とくに注意すべき事柄である。もちろん、こうした場合においても、自由放流方式によつて調節を行う場合に比較すれば、調節率が良いことはいうまでもない。

3 自由調節方式の場合： この場合には、前二者の場合のように、一般的に取り扱うことは、はなはだ困難であつて、調節効果は下流部における支川の出水の合流状況によつて定まるはずである。したがつて、貯水池自体の調節効果を考えることは、ほとんど無意味であるが、ただ、調節期間において有効貯水容量の全量を効果的に利用した場合が、もつとも調節効果が大となるといえる。

(4) ゲート操作に関する考察

現在、ゲート操作法として採用されているものは、一定量放流方式、一定率放流方式、一定開度調節方式、その他の方式である²¹⁾。これらの調節方式は、上述の自由調節方式に含まれるが、それぞれ長所があつて、水系全般の降雨および流出の特性、貯水池の放流設備、並びに降雨の予報などによつて選定すべきことはいうまでもない。しかし、計画洪水はもとより、中小洪水に対しても同一の規準によつて、全有効調節容量が効果的に利用できるような操作方式をとることが望ましい。こうした目的に対しては、上述のピーク・カット方式によるゲート操作が最良の方法と考えられる。

ピーク・カット方式は、どんな洪水に対しても、洪水調節のための容量を有効に利用して、放流量を最小にするもので、そのためのゲート操作は自動制御方式を採用することによつて効果的に行うことができる。すなわち、降雨の状況がわかれば、次章で述べる雨水流出用演算器や単位図法などによつて、かなりの精度で流出量を推定することができるはずである。流出洪水の状況が予知できれば、本節(2)で述べた図解法またはアナコンによつて、貯水池から流出させるべき流量が算定でき、したがつて

Q_{outp} の値も計算されることとなる。さて、ピーク・カット方式では、はじめはダムの全排水能力を発揮して貯水池内の水位をできるだけ低下させるように努め、放流量が Q_{outp} となると、ゲートの操作によつて、放流量を一定値 Q_{outp} に保たせるのである。よつて、たとえば図-4・2・12に示すような自動制御方式によれば、容易に上述の条件を満足するゲート操作を行うことができるだろう。すなわち、 Q_{outp} を目標値、ダムの下流の適当な地点で測定された水位、したがつて流量を信号とし、さらにゲートの開度を操作量とすればよい。いま目標値として雨水流出量

から計算される Q_{outp} の値を設定すると、洪水の初期におけるように、放流量が Q_{outp} より小さいときにはゲートを開放して放流量を増すようにサーボ機構が働くから、ダムは常に全放流能力を発揮して放流を確けることになる。註) やがて放流量が増加して目標値を越えるようになると、比較器から送られる信号の符号が逆となり、サーボ機構が働いてゲートがある程度閉じ、放流量が常に目標値に保たれて、ピーク・カット方式の場合のゲート操作を自動的に行うことができるわけである。なお、ピーク・カット方式の場合、図-4・2・5のB点以降においては、放流能力の範囲内で γ -曲線と ε -曲線で囲まれた領域でそのこう配がABのこう配、すなわち Q_{outp} 以上とならないような任意の曲線に沿うて放流すればよい。後続する洪水があるときには、できるだけ早く貯水池の水を放流するように、 ε -曲線に沿うて放流すればよく、この場合には上述の自動制御装置をそのままの状態で使用すればよい。つぎに、後続する洪水の心配がほとんどなく、貯水された水を利水の目的に有効に利用しようとするときには、 γ -曲線に沿うて放流することが望ましい。この場合には、 $Q_{out} = Q_{in}$ という条件が成立するが、流入流量の測定はかなり面倒であるので、 $S = S_{max} = \text{constant}$ の条件によつて制御する方が有利であると考えられる。すなわち、貯水位を一定に保てばよいわけであるから、図-4・2・12の信号を貯水池に設けた量水標からとり、さらに目標値を $S = S_{max}$ としてあらためて設定してやればよい。

貯水池のゲート操作方式には、ピーク・カット方式以外に多くの方法があることは前述のとおりであるが、これらのうちで、もつとも効果的なものは下流部の支川合流の状況を十分に考察したときの自由調節方式であることはいうまでもない。現在のところ、このような方式によるゲート操作は、北上川の貯水池群の総合的管理の面から研究されているようであるが²¹⁾、予報技術、洪水通達などで不十分な点が多いこと、時間的余裕が少ないなどのため、十分な究明が行われていないようである。こうした目的に対しても、著者が本論文で説明している種々の洪水演算器が有効に利用できると思われる。

(5) むすび

本章においては、貯水池による洪水調節の計算法と洪水調節効果とについて述べたが、明らかにされた点を列挙するとつぎのとおりである。

- 1 貯水池における洪水通達計算には、mass-curve を利用する方法が効果的であつて、とくに貯水池の洪水調節のための計算には有効であることがわかつた。
- 2 貯水池の洪水調節計算を行うに当つて、間接相似型のアナログ・コンピューターを利用すると、短時間に正確な結果をうることが期待できる。
- 3 自由放流方式の場合の貯水池による洪水調節率は、流入洪水の継続時間が長く、排水能力が大きい場合ほど悪いことがわかつた。
- 4 ピーク・カット方式の場合には、洪水波形を同一とすると、総流入量が大きく、

註) この場合、ゲートをむやみに開放する必要はなく、貯水位より上部にくるようにすればよい。そこでゲートの下端が貯水面からある程度はなれると、それ以上ゲートが開かないように適当な制御装置を付する必要がある。

ピーク流況が大なる場合ほど、調節率が低下することが確かめられた。

5 単一の河道の場合には、ピーク・カット方式がもつとも有効なものであつて、しかもゲート操作を自動的に行うことが比較的容易であることがわかつた。

第3節 河道における洪水調節に関する研究

(1) 基礎的考察

河道を流下する洪水流は、河道貯留や流れ方向の混合などによつて変形し、その最大流量は流下につれて次第に低減していくが、こうした洪水流の変形の問題を的確に把握することは、洪水流の変形だけでなく、河道における洪水調節効果や貯水池による総合的な洪水調節効果を知る上にも重要な意義をもつものである。この場合、貯水池によつて調節された洪水と、調節を受けない洪水とを、下流の懸案地点まで追跡して両者を比較すれば、貯水池による総合的な洪水調節効果を判定する一つの基準とすることができよう。

河道における洪水流の特性は第2章で詳述したとおりであつて、河幅が一様な河道では、洪水流の大きさと継続時間、および河道の粗度係数、河床こう配、河相係数などによつて影響を受ける。たとえば、河道を整正して、真直な河道にすると、河相係数 μ の値が小となり、また、河床こう配、粗度係数が大となつて $A = C_1 \sqrt{I}$ の値が大となり、河道における貯留効果が減殺され、洪水調節効果が小となるだろう。すなわち、河道は自然的に洪水を調節する機能を有しているとみることができるわけである。なお、河道における洪水調節のもう一つの重要な要素は、遊水池による調節であるが、第2章第4節で述べたように、河道と同じような機能をもつ遊水池では河道と同様に取り扱うことができるので問題はないが、一方、河道とは別に水を単に貯留するだけの機能をもつ遊水池では、貯留された水量だけ河道を流下する洪水量が減少することは明らかである。問題は洪水の最大流量の低減にどの程度の効果があるかということであるが、これは専ら、遊水池への取水方法に支配されると考えられるので、その方法を与えれば比較的容易に算定できるだろう。

さて、このような河道のもつ自然的洪水調節機能に対しては、上述した μ および A の値のほかに、河幅の変化も重要な要素と考えられる。したがつて、河幅が変化し、そのうえ多くの支川が合流している実際の河川に対して、一般的にその洪水調節機能を論ずることはかなり困難であると考えられる。そこで、その大略の特性をみるために、 $A = 0.8$ 、 $\mu = 3 \times 10^{-3}$ (m²-sec単位)なる無限に長い幅一定の河道に、長さ15 kmの貯水池がある場合を例として考えよう。この貯水池に波高6 mの洪水が流入し、自由放流方式で貯水池によつて波高5 mの洪水に調節されて放流され、また、第2章第3節(3)で述べた意味での洪水継続時間(最大波高の $1/2$ の水深の継続時間) T が10 hrから18 hrとなり、かつ無次元化された洪水波形が両者とも同じ形であるとする。この二つの洪水について、第2章第3節(3)で述べた Q' および β' の値を二、三の下流地点に対して計算すると、図-2・3・10および図-2・3・11を用いて、懸案地点における最大流量と、それがあらわれるまでの時間を求めることができる。この結果

を一括表示したものが表-4・3・1である。

表-4・3・1 貯水池の総合的洪水調節効果の計算例

貯水池入口からの距離 L (km)		0	15 (ダム)	30	45	60
貯水池がない場合	t_L (hr)	0	1.8	3.6	5.4	7.2
	H_m (m)	600	573	552	528	504
	\bar{W}_m ($m^3/sec/m$)	11.8	11.1	10.4	9.70	9.10
貯水池がある場合	t_L (hr)	0	4.0	6.1	6.1	10.1
	H_m (m)	600	500	490	478	466
	\bar{W}_m ($m^3/sec/m$)	11.8	6.95	6.67	6.36	6.10
総合効果	t_E (hr)	0	2.2	2.5	2.7	2.9
	\bar{W}_E ($m^3/sec/m$)	0	21.5	1.73	1.34	1.00

すなわち、ダム地点では貯水池によつて、2.2 hr おくれて $2.15 m^3/sec/m$ 調節されているものが、60 km の地点、したがつてダムから 45 km の下流では、2.9 hr おくれて $1.00 m^3/sec/m$ の調節量となり、河道貯留の効果によつて、 $1.15 m^3/sec/m$ だけ貯水池による調節効果が減殺されることとなる。これは、貯水池を築造しないときの洪水と、築造後の貯水池による調節効果を受けた洪水を比較すると、前者が後者に比して波高が大で、かつ洪水期間が短く、波形が尖鋭であるためである。

以上は、貯水池の総合的洪水調節効果であるが、河道の自然的調節効果をみると、たとえば貯水池を築造しない場合に対して、60 km 流下する間に $11.8 - 9.10 = 2.70 m^3/sec/m$ の調節効果があることがわかる。これを貯水池による調節量 $11.8 - 8.95 = 2.85 m^3/sec/m$ と比較すると、かなり大きな調節量であつて、洪水が河道を流下する際に受ける調節効果を見捨てることのできないことを示す好例であろう。

わが国のように大貯水池が少なく、かつ多目的の貯水池が多く、したがつて、貯水池の洪水調節効果の少ない場合には、河道における自然的調節効果を的確に把握して、総合的に洪水調節効果を判定しなければならないことがわかる。

(2) 由良川における計算例

由良川の治水計画の一つとして、土師川合流後の福知山市付近の高水量を $1,000 m^3/sec$ 減少させるために、本川上流部の大野地点に高さ 67 m の発電を兼ねた洪水調節用貯水池が建設されようとしている。つぎに、ダム地点より福知山市付近に至る河道の洪水調節効果を第2章で述べた河道用通跡器で計算し、福知山市付近を対象としたときの大野ダムによる総合的洪水調節効果を調べた結果について述べよう。

1. 演算の条件: この演算に当つて、もつとも重要な要素の一つは支川の合流である。大野ダム地点より福知山市に至る間には多数の支川が流入しているが、河道用通跡器の構成の便宜のため、図-4・3・1に示すように、四つの支川が流入するものとした。また、各支川流域の面積を表-4・3・2に示す。

表-4・3・2 由良川水系の支川流域面積

河 川 名	由良川上流部	高屋川 上和知川	上林川	八田川 厚川	上師川 竹田川
流域面積 (km^2)	345	234	210	156	418
最大流量 (m^3/sec)	2700	1890	1230	1510	2470

つぎに、各支川からの流入量は、実測結果があると問題はないが、由良川の各支川についての実測結果はほとんどなく、日雨量の記録があるだけである。そこで、各支川からの流入量が一定のときに、大野ダムで調節された洪水がどのような変形を受けて福知山市に流達するかというこの区間の河道貯留効果について調べることとした。流出係数を0.8として、昭和28年9月の13号台風時の雨量を用いて、前節公式から計算された最大流量^{2.2)}は表-4・3・2のとおりであるが、大野ダム地点より下流の流域からの流達を合計すると、 $7,100 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。いま、大野ダム地点における13号台風時の実測最大流量 $2,680 \text{ m}^3/\text{sec}$ を用い、福知山市までの低減量を一応 $550 \text{ m}^3/\text{sec}$ として、福知山市付近の計画高水量 $5,600 \text{ m}^3/\text{sec}$ から差引くと、 $3,470 \text{ m}^3/\text{sec}$ となる。この値は上の $7,100 \text{ m}^3/\text{sec}$ の約0.5倍と乖しいので、本演算に当つては、便宜上各支川からの流入量は表-4・3・2に示す値の0.5倍を標準とし、0.7倍および0.3倍の三つの場合について考えることとした。

最後に、大野ダムにおける洪水調節計算は、昭2813号台風による出水記録を用いて、前節で述べた方法によつて行い、図-4・3・2に示すような α, θ の二つの調節洪水を対象とした。 α は25日17時までは放水管を全開し、それ以降はさらに中央の越流部ゲートを全開した場合で、最大放流量は $1,780 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。 θ は25日中は α と同様であるが、26日0時に中央ゲートを閉じ、放水管のみで放水を行つた場合である。なお、大野ダムの断面形状を図-4・3・3に示す。

2 洪水過跡器の構成： 第2章第4節(1)で述べた方法によつて、洪水過跡器の設計を行つた。変換係数は、 $\alpha = 2 \times 10^{-1}$, $\beta = 3.6 \times 10^{-4}$, $\gamma = 4 \times 10^3$, $\theta = 2.78 \times 10^3$ である。演算器のブロック・ダイアグラムは図-4・3・4に、各河道素子に挿入された抵抗、コンデンサーなどは表-4・3・3に示されている。この表において、 η_8 , η_9 および η_{10} は福知山市より下流の河道を示すもので、下流端の条件が福知山市付近の洪水に直接影響を及ぼさないように挿入された河道素子である。

表-4・3・3 由良川洪水追跡器の常数表

河道素子番号	区間距離 (km)	コンデンサー 容量(C/F)	抵抗 (Ω)	強制電流 (mA)
1	5.6	2	45	1.67
2	8.1	4	45	1.47
3	6.3	4	41	1.40
4	7.2	4	27	1.60
5	4.8	6	20	2.40
6	6.8	8	40	2.34
7	3.2	4+8	8	3.00
8	8	8	12	3.20
9	8	8	12	3.20
10	8	8	12	3.20

ただし、 i_{02} は $V=40$ ボルトに対する値である。また、No.7に $8\mu F$ が加えられているのは、土師川への背水の影響を考慮したためである。

3 演算結果とその考察： 表-4・3・4は、演算結果を一括表示したものであつて、洪水波形の項で、原形は貯水池での調節を受けないもの、 Q は図-4・3・2の Q -曲線で示されるもの、 Q_1 、 Q_2 は時間軸は Q -曲線と同じであるが、流量を一定の割合で縮小して、最大流量をそれぞれ1350および $1000\text{ m}^3/\text{sec}$ としたもの、 θ は図-4・3・2の θ -曲線の洪水を示す。

表-4・3・4 由良川における洪水追跡計算結果

上流値	洪水波形	原形			Q			Q_1	Q_2	θ
	最大流量 (m^3/sec)	2680			1780			1350	1000	1780
支川流入量	(m^3/sec)	4970	3550	2130	4970	3550	2130	3550	3550	3550
下流値	最高流量 (m^3/sec)	7320	5860	4390	6360	4850	3380	4590	4180	4830
	河道調節量 (m^3/sec)	330	370	420	390	480	530	410	370	500
	河道調節率	0.123	0.138	0.161	0.163	0.270	0.298	0.302	0.370	0.281

この表から、同じ洪水波に対しては、支川流入流量が小さいほど低減率（調節率）が大きく、支川流入流量が同じときには、上流地点の洪水の最高流量が大きいほど低減率が小さい。また、支川流入流量が $3,550\text{ m}^3/\text{sec}$ のときに、 Q および θ の洪水を比較すると、 θ の場合がわずかに低減率が大となっている。 θ は貯水池に貯留された水をできるだけ徐々に放流するようゲートを操作したときの放流洪水であるから、後続する洪水の心配がないときには、 θ のような調節方法が治水の面からだけでなく利水上も有効であることを示すものであろう。

つぎに、図-4・3・5は、支川流入流量が $3550 \text{ m}^3/\text{sec}$ の場合の調節率と上流地点での最大洪水流量 Q_m との関係を表-4・3・4によつて示したもので、両者には大略直線的関係があることがわかる。いま、この両者に図示のように直線的関係があると仮定すると貯水池による調節効果と、河道における調節効果を表-4・3・5のように計算することができる。なお、表中福知山市における流量は、実際の流量か

表-4・3・5 由良川における貯水池および河道の洪水調節効果の関係
(昭・2613号台風時の洪水の場合)

	貯水池を設けないとき	貯水池を設けたとき				
最大放流量 (m^3/sec)	2680	1780	1550	1350	1200	1000
貯水池による調節量 (m^3/sec)	—	900	1130	1330	1480	1680
ダム地点の調節効果 (m^3/sec)	註) 120	780	1010	1210	1360	1560
河道における調節率	0.168	0.260	0.288	0.315	0.332	0.357
河道における調節量 (m^3/sec)	430	460	450	420	400	360
福知山市における流量 (m^3/sec)	2130	1320	1100	930	800	640
貯水池の総合調節効果 (m^3/sec)		810	1030	1200	1330	1490

註) この値は貯水池の入口からダム地点までの区間で貯水池を設けないときの河道調節量であつて、

第2章で述べた林博士の方法で計算した。

ら支川の流入量 $3550 \text{ m}^3/\text{sec}$ を差引いた値を示している。この表から、河道における調節量は貯水池によつて最大放流量を $1780 \text{ m}^3/\text{sec}$ に調節したときが最大となるが、貯水池による調節効果と福知山市における総合調節効果を比較すると、調節洪水流量が大きい場合には、河道調節によつて総合調節効果が増加し、一方、放流流量が小さいときには貯水池による調節効果が減殺されることがわかる。このような関係は、本節(1)の考察とはかなり異なつたものであつて、支川が流入した場合の著しい特徴と考えられ、注目すべき結果であらう。

(3) 太田川における計算例

太田川の上流にある立岩および王泊の両貯水池^{註)}における洪水の変形が下流部西原地先の水位にどんな影響を及ぼすかという問題を、前例と同じく、河道用洪水追跡器を用いて調べた結果について述べよう。

これらの貯水池は西原地先よりかなり上流にあり、その中途には多数の支川が流入している。

また、西原地先の水位は河口潮汐によつて多少の影響を受けるといわれているので、厳密な意味で、上記の課題を調べることはかなり困難である。そこで、ここでは、これらの複雑な要素をある程度簡単にし、しかもできるだけ実際に近いと考えられる

註) 両貯水池とも発電を主目的とする貯水池である。

ような場合を想定して調べることにした。

1 演算の条件： 立岩および王泊の両貯水池は河口よりそれぞれ約 32 Km, 75 Km の上流にあり、その間に、柴木川、筒賀川、滝山川、丁川、水内川、西宗川、吉山川、鈴張川、三篠川、根谷川などの多くの支川が流入し、これらの支川の流域面積は約 1400 Km² で全流域面積の約 85 %に当る。したがって、西原地先における洪水は、主としてこれらの支川からの流入状況によつてきまると考えられるので、支川からの出水状況をできるだけ的確に把握し、それらの影響を十分とり入れるようにしなければならない。しかしながら、これらの支川からの出水の大きさおよび時期は降雨条件によつて異なり、支川も多いので、各支川からの出水を可能な範囲で変化して計算を行うことは非常に困難であり、またたとえ演算を行つても、あまりにも複雑となるだろう。よつて、このような計算法が前記の目的に沿う最良の方法であるとは必ずしもいいえないと考えられる。

一方、太田川の出水状況について調査された結果^{2 3)}をみると、二、三の例外はあるが、各支川からの洪水の出方はほぼ等しく、時差にして1~3 hr 程度のようである。そこで、本計算では簡単のために、各支川の出水がほとんど同時に本川に合流するものと仮定した。この仮定はかなり大胆であるが、標記の目的に対しては大きな誤差を生じないと考えられる。

つぎに各支川の洪水の大きさは、降雨条件によつて変化するが、ここではつぎのようにして求められた出水の大きさを目標にして、各支川からの洪水を同時に本川へ流入させて演算を行うことにした。

すなわち、中国・四国地方建設局の調査によると^{2 4)}、各支川の比流量は表一 4・3・6のとおりである。これらの比流量から、各支川ごとに最大のものを取り出し、それによつて計算される流量を各支川の洪水の最大流量とした。

表一 4・3・6 太田川における比流量、その他

河 川 別	比 流 量 (m ³ /sec/Km ²)				流域面積 (Km ²)	最大流量 (m ³ /sec)
	昭.25.9	昭.20.9	昭15.9	最大値		
立岩より上流部	5.25	4.03	4.95	5.25	100	825
王泊より上流部	2.94	4.21	6.28	6.28	80	503
柴 木 川	6.15	5.04	6.60	6.60	140	1715 (立岩下流の本川を含む)
筒 賀 川	5.87	4.09	7.15	7.15	60	
(王滝) 泊下流部	3.00	3.85	7.87	7.87	186	1773
(丁) 川	3.69	4.26	5.95	5.95	52	
(西) 宗 川	5.86	4.24	5.89	5.89	115	1627
(水) 内 川	3.00	5.37	4.16	5.37	122	
(吉) 山 川	2.70	5.53	3.60	5.53	136	1620
(鈴) 張 川	2.57	-	2.90	2.90	293	
三 篠 川						

つぎに、河口の潮汐の影響は、厳密な意味では当然考慮しなければならないが、この条件を洪水波との時間的關係を考へて挿入することは問題を複雑化するだけで、西原地先の水位に対する上流地区の出水の影響を調べるという点からすると、あまり重要な要素となるとは考えられないので、これを一定水位とし、演算器では下流端をアースすることにした。初期条件も当然考慮しなければならないが、初期の流速は洪水の大きさからみるとほとんど無視できる程度に小さい場合が多いので、一応、時間のはかりはじめにおける水深をすべて零と仮定した。

2 洪水追跡器の構成： まず、演算素子の回路常数を求めなければならない。そのためには A および μ の値を決定しなければならないが、実測資料が不十分であり、しかも多くの支川が流入しているので、これらの値を正確に求めることは困難である。しかしながら、本演算の目的からすると、たとへ A および μ の正確な値が求められなくとも、その大略の値がわかれば十分であろう。そこで著者らが多数の河川で行つた洪水追跡器の調整結果を参照して、これらの値を表-4・3・7のように定めた。

表-4・3・7 太田川における洪水追跡器の回路常数

区 間	$A = C_0 \sqrt{L}$	μ	$C(\mu F)$	$R(k\Omega)$	$i_{02}(mA)$
立岩 - 筒賀川合流点	4.67	1.1×10^4	6	48	5.6
筒賀川 - 丁龍山	3.30	9.3×10^3	5	50	3.8
王 泊 - 丁龍山	4.38	1.1×10^4	4	88	2.9
丁龍山 - 西水内	2.33	6.0×10^3	9	49	4.0
西水内 - 吉鈴山	2.09	7.8×10^3	9	64	3.1
吉鈴山 - 三振谷	1.68	6.3×10^3	12	75	2.8
三振谷 - 西原	1.26	6.3×10^3	16	18	5.3
西 原 - 河 口	0.93	6.3×10^3	24	15	6.0

註) A および μ は $\eta = 500$ 単位であり、 i_{02} は $V = 40$ ボルトに対する値である。

なお、変換係数 α, β, τ および θ の値は由良川の例と同じである。したがつて、演算のブロック・ダイアグラムは、図-4・3・6となる。表-4・3・7および図-4・3・6の中で支川の合流点を実際と一致しないものがあるが、これは演算素子の数と回路構成の便宜上、やむをえず近くの支川を統合したのであつて、その結果実際とは多少違ふのであるが、本演算の目的に対してはこの程度の近似は許されるだろう。

3 演算結果とその考察： この場合に採用する洪水波形は実測のものを用うべきであろうが、適当な資料がえられなかつたこと、および由良川の例からこうした場合には波形の影響が小さいと考えられるので、ここでは図-4・3・7および図-4・3・8に示すような形状を仮定した。すなわち、図-4・3・7は各支川から流入させた時間流況曲線を示し、図-4・3・8は立岩および王泊からの流入洪水を示す。図-4・3・9は上述の条件の下で行つた演算結果で、西原地先における水位時

間曲線である。図中 α - 曲線は図 - 4・3・7 および図 - 4・3・8 に示した流量を与えた場合であり、 β - 曲線は立岩貯水池の放流洪水を図 - 4・3・8 に示したものの縦距の 1.9 倍として最大流量を $1870 \text{ m}^3/\text{sec}$ とし他を β と同じにした場合、 γ - 曲線は同じく 0.514 倍で $512 \text{ m}^3/\text{sec}$ とした場合、 δ - 曲線は立岩貯水池からの放流流量を零とした場合である。なお、 ϵ - 曲線は王泊貯水池からの放流流量を零とし、他の条件を β の場合と同一とした場合である。この図をみると、立岩および王泊の両貯水池からの流量が少々変化しても、西原地先における最高水位には、全水深に対する割合からいえば、あまり影響を及ぼさないことがわかる。さらにその影響を詳細にみるために、立岩からの放流洪水の最大値 Q_{max} と西原地先の最高水位 H_m との関係を示したものが図 - 4・3・10 である。

つぎに、図 - 4・3・11 および図 - 4・3・12 に示すような各流入洪水に対する演算結果を図 - 4・3・13 に示す。図中 $\alpha, \beta, \gamma, \delta, \epsilon$ の各曲線は図 - 4・3・9 の場合と同様な条件の下での解であるが、この場合には立岩貯水池からの放流洪水の最大流量が異なり、 α - 曲線が $3750 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 β - 曲線が $1350 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 γ - 曲線が $488 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。さらに図 - 4・3・10 に対応するものが図 - 4・3・14 である。

さて、図 - 4・3・10 および図 - 4・3・14 をみると、 Q_{max} と H_m との間にはほぼ直線的関係が成立し、立岩での最大流量に $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ (註) の変化があつた場合に対する西原地先の最高水位の変化量は、前者では約 4 cm 、後者では約 3.5 cm である。一方、演算器を用いて西原地先の定常時の水位流量曲線を求めたものが図 - 4・3・15 に示されているが、この図から上述の水位変化に対する流量を求めると、 4 cm に対しては $75 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、 3.5 cm に対しては $70 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。したがって、立岩貯水池での調節量は河道の調節効果によつて減殺され、西原地先ではその $70 \sim 75 \%$ の効果しか残らないことがわかる。すなわち、この例のように支川の流入が多く、かつ貯水池が懸案地点よりはるかに上流にあつて、しかも貯水池の洪水調節能力が小さい場合には、懸案地点における総合調節効果はあまり期待できないようである。

(4) むすび

本節においては、河道における洪水流の特性を考慮した河道の洪水調節効果を、第 2 章で述べた河道用洪水追跡器を利用して調べ、さらに、その結果から貯水池の総合的洪水調節効果について考察したが、えられた結果を結論的に列挙すると、つぎのようである。

1 貯水池から懸案地点までの距離が長く、しかもその間に支川の流入がほとんどない場合には、河道における洪水波の変形、換言すると河道の洪水調節効果のために、貯水池による洪水調節効果がかなり減殺されることが確認された。

2 途中に支川が流入する場合の総合的洪水調節効果の例として、由良川および太田川について演算した結果、前者では、貯水池による洪水調節効果が比較的小さい場合には、総合効果としてはかえつて調節量を増加するが、貯水池による調節効果が大なる場合には、調節量を減少する。また太田川の例では、下流西原地先を対象としたときの総合調節効果は、上流部の貯水池による調節効果の $70 \sim 75 \%$ 程度となることがわかった。

註) 立岩貯水池において自由越流させた場合には、普通程度の洪水に対する調節量は約 $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ である。

第4節 結 論

本章においては、貯水池による洪水調節効果と河道部の洪水調節機能を考慮したときの総合的洪水調節効果について考察を行った。

第1節は一般的な説明を行い、第2節では、まず、従来から提案されている貯水池における洪水追跡計算法を系統的に考察し、計算の精度を明らかにした。つぎに、貯水池によつて洪水調節を行う場合のゲートの操作法を、自由放流（無操作放流）方式ピーク・カット方式および自由調節方式にわけて考察し、下流部の支川合流を考慮する場合には自由調節方式によらなければならないが、予報技術がおくれている現在においては、ピーク・カット方式がもつとも好ましいことを明らかにした。さらに、このピーク・カット方式でゲートを操作するときの洪水調節計算法としては、(4.2.14)および(4.2.15)式を用いるmass-curveを利用した方法がもつとも有効であつて、こうした場合の図式計算法を提案した。また、このような計算を行うに当つては、間接相似法にもとづくアナログ・コンピュータがきわめて有効に利用できることを示した。

つぎに、貯水池の洪水調節効果を検討するために、流入洪水流が、

$$Q_{in} = Q_{inp} \sum_{n=1}^{\infty} a_n \sin \frac{n\pi}{T} t$$

で与えられ、放流量が貯水量に比例するような自由放流方式の場合の計算を行った。その結果、洪水調節率は最大流入流量 Q_{inp} には無関係で放流条件をあらわすパラメーター R および洪水の継続時間 T に関係し、放流条件を一定とすると、継続時間が短い尖鋭な洪水ほど調節率が大であり、また、総洪水量を一定とすると、放流能力が小さいものほど有効であることがわかつた。また、ピーク・カット方式の場合には、常に貯水容量の全部を有効に利用するので、自由放流方式の場合と異なつた性質を示すことを明らかにした。すなわち、木津川水系名張川に洪水調節専用として計画中の高山貯水池を対象として行つた計算結果によると、流入洪水の総流入量が大きく、しかもその最大流量が大きいほど、調節効果が低下することがわかつた。

また、このようなピーク・カット方式によつてゲートを操作する際には、最近工業方面で盛んに利用され優秀な成果を収めている自動制御方式を比較的容易に採用できることを示し、種々の計算器の利用とともに、将来、こうした洪水調節のための貯水池操作の進むべき方向を提案した。

第3節では、河道における洪水流の性質を洪水調節という立場から検討した。その結果、流入支川の少ない河川の上流部に設けた貯水池の総合的洪水調節効果は、洪水が河道を流下する間の変形のために減殺されることが確認された。すなわち、貯水池での調節を受けた洪水と、これを受けない洪水を比較すると、後者の方が尖鋭であるから、河道を流下する間の最大流量の低減率が大きくなる。したがつて、結局、下流部の懸案地点では貯水池による調節効果が減殺されるわけである。

また、支川の流入量が比較的多い場合には、かなり複雑であつて、支川の流入状況

によつて変化することがわかつた。すなわち、実例として、由良川の大野ダムおよび太田川の立岩、王泊の両ダムの場合について、第2章で述べた河道用洪水追跡器を用いて検討を加えた。由良川の場合には、支川の流入量を一定とし福知山市を対象とした場合を取り扱い、貯水池による調節効果が比較的小さい場合には、総合効果がかへつて増加するが、貯水池での効果が大きい場合には、総合効果の減少することが確かめられた。また、太田川の場合には下流の西原を対象とし、支川からの流入洪水がほとんど同時である場合を取り扱い、西原に対する総合効果は支川の出水状況によつて多少変化するが、上流の立岩貯水池での $100 \text{ m}^3/\text{sec}$ の調節量は西原で $70 \sim 75 \text{ m}^3/\text{sec}$ の調節量に減殺されることがわかつた。

こうした特性は、貯水池による調節を受けない洪水と、それを受けた洪水とでは、最大流量や継続時間が異なる関係上、下流の河道を流下する間に受ける河道の貯留効果が相違するためである。また河道の貯留効果による自然的洪水調節量もかなりの大きさとなるのであつて、これらの結果は大きな貯水容量の貯水池が少なく、しかも多目的のものが多いわが国では、河川総合開発を支障なく進展させるために、きわめて注目すべき事実といわねばならない。

参 考 文 献

- 1) Linsley, R.K., Kohler, M.A., and Paulhus, J.L.H.: Applied hydrology, McGraw Hill, N.Y., 1949, pp.605~629.
- 2) 物部長穂: 水理学、岩波書店、昭 28.4, pp.334~365.
- 3) Richard, B.D.: Flood hydrograph, J.I.C.E., March, 1937.
- 4) 村幸雄、岩佐護朗: 貯水池による洪水調節の一方法、土木工学、昭27.9, pp.19~21.
- 5) 水理公式集、土木学会、昭 24. 9, pp.39~40.
- 6) 物部長穂: 水理学、岩波書店、昭 28.4, pp.362~363.
- 7) Cheng, H.M.: A graphical solution for flood routing problems, Civil Eng., Vol. 16, 1946, pp. 126~128.
- 8) Posey, C.J. : Slide rule for routing floods through storage reservoirs or lakes, ENR, Vol. 114, 1935, pp. 580~581.
- 9) U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation Manual, Vol. 4, Water studies, Part6, chap. 5.10.
- 10) Goodrich, R.D.: Rapid calculation of reservoir discharge, Civil Eng., Vol. 1, 1931, pp. 417~418.
- 11) Rutter, E.J., Graves, A.B., and Snyder, F.F. : Flood routing, Trans. ASCE, Vol. 104, 1939, pp. 275~294.
- 12) Wisler, C.O. and Brater, E.F.: A direct method of flood routing, Trans. ASCE, Vol. 107, 1942, pp. 1519~1529.
- 13) 松村正光: 貯水池の洪水調節作用について、土木学会誌、第 33 卷、第 4 号、昭23.12, pp.28~29.
- 14) 矢野勝正: 洪水特論、理工図野(理工文庫 No. 308)昭 33.4, pp. 197~198.
- 15) 芝龜吉、紫垣和三雄、雨宮毅夫: 最小自乗法、数値積分法、数値計算法、河出書房、昭 19.10, pp.13~169.
- 16) 土木学会、水理公式集、昭33.4, pp. 139~142.
- 17) 林重憲: 自動制御理論におけるラプラス変換論とアナログ・コンピュータの立場、京大工学研究所集報、第 5 輯、昭 29.3, pp. 1~10.
- 18) 岩井重久: 米国における水文統計学について、水工学の最近の進歩、土木学会昭 28.3, pp. 117~132.
- 19) 淀川総合開発事業計画書(高山ダム)、建設省河川局開発課、昭 32.11.
- 20) ダム設計基準、国際大ダム会議日本国内委員会、昭 32.4, pp. 1~15.
- 21) 椎名昭夫: 多目的ダムの管理について、第 13 回土木学会年次学術講演会講演要旨、昭 33.5, 第 3 部 pp. 33~34.
- 22) 文献 2) と同じ pp. 355~356.
- 23) 昭和 27 年度太田川水系の水文調査報告、広島県水文気象連絡協議会、昭28.9, pp. 101~102.
- 24) 太田川洪水の出水解析と洪水予報、建設省中四国地方建設局、pp. 72~110.

第5章 雨水流出に関する研究

第1節 概 説

前章までは、洪水が河道に流出した後の洪水流を対象とした洪水調節、洪水予報、治水利水の両面にわたる河川対象^案について、洪水追跡器を用いて行つた研究を述べたのであるが、こうした臨計画および対策の完備を期するためには、降雨から直接流出量を求めるいわゆる雨水流出の研究が重要課題となるのである。

さて、河川の流域に降つた雨水が河道に流れ出るまでの雨水流出の研究は、かなり古くから行われており、多くの貴重な成果が収められている。ところで、流域に降つた雨水は、蒸発、樹木による降雨遮断、山地への浸透などの各種の損失をうけ、さらに残部の有効雨量は表面流出、中間流出、地下流出など^水いろいろの経路を通つて流出するわけである。こうした流出現象の複雑な過程において、われわれが普通観測する量は、降雨の地域的・時間的分布と懸案地点における流出量だけである。したがつて、流出現象の実態解明ははなはだ困難な問題といわざるをえない。

従来の流出解析に際しては、比較的理論的根拠に乏しいいろいろの仮定が行われ、そのため、たとえば普通の方法で求めた単位図が出水の状況の変化によつて異なつてくることが指摘され、¹⁾ 単位図の工学的実用性をはかるための修正法に関する研究が行われており、²⁾、³⁾ また流出関数を用いる場合にも適当な補正を行つてその実用性を高めようとしている。⁴⁾

また、ある流域を対象とするとき、雨水流出に対して大きな影響を及ぼす要素は、流域の地被状態の変化、⁵⁾ 降雨条件の変化、³⁾ 流出機構の非線型性⁶⁾、⁷⁾ などである。地被状態は流域の面積、形状、斜面こう配などとともに流域のもつ基本的性質であるので、その変化による流出状況の変動は、流域特性が流出状況に及ぼす効果という問題として、また降雨条件の変動や水流の非線型性などは、純水理学的問題として取り扱うことができるだろう。

したがつて、流出現象の解明に当つては、地形、地質、流域面積、地被状態などの流域特性が流出状況に及ぼす効果を研究する部門と、有効降雨、表面流出、中間流出、地下水流出などの水の運動に関する研究部門とにわけられ、前者は総合単位図などの問題に対して重要であり、後者は流出機構の解明に直接関連した研究である。また、原理的には降雨条件とともに前者の流域条件が与えられれば、後者の諸量が算出できるはずである。換言すると、雨水の流出機構が解明できれば、その中に含まれる流域特性を表わす諸量の効果を調べることによつて、総合単位図の一つの重要な目的である資料の少ない河川の流出量の推定が可能となるわけである。

こうした意味から、河川の流出現象の実態究明に当つては、まず第一に降雨および水流に直接関連した研究が重要である。すなわち、降雨条件が与えられたとき、いわゆる有効降雨を推定し雨水の流出機構を解明することが必要である。有効降雨に関してはR. E. Horton⁸⁾、流出機構に関しては、岩堀博士⁶⁾、速水博士⁷⁾などによつて注目すべき研究が行われ、次第にその実態が明らかにされつゝある。本章はこうした

雨水流出の問題に対して、さらに理論的考察を加えてその実態究明につとめるとともに、これらの成果を利用して試作した雨水流出用演算器とそれを用いて検討した雨水流出に関する二、三の特性について述べたものである。

最後に本章で用いる記号のうち主なものを挙げるとつぎのとおりである。

(図 - 5.1.1 参照)

流 体 系

- D : 不飽和浸透における拡散の係数 (ft^2/day)
- I : 斜面こう配
- H : 地表水の水深
- N : 粗度をあらわす係数
- Q : 流量または流出量
- U : x 方向または y 方向平均流速
- V : z 方向または l 方向の平均流速
- V : 土砂中の浸透水の断面平均流速
- W : 単位幅当りの流量
- W₁ : y 方向単位幅当りの流量 ($H U$)
- W₂ : z 方向単位幅当りの流量 ($H V$)
- f : 浸透能
- f₀ : 初期浸透能
- f_c : 最終浸透能
- g : 重力の加速度
- h : 不飽和状態における透水係数
- l : 等高線方向の座標
- m : 容積比であらわした土砂中の含水量
- m₀ : 初期含水量
- m_c : 最終含水量または毛管飽和時の含水量
- m_d : 気乾状態における含水量
- n : Manning の粗度係数
- p : 水頭であらわした圧力
- r : 降雨強度
- r_e : 有効降雨強度
- s : 流域の最急こう配方向の座標
- Φ : 不飽和浸透における水頭であらわした速度ポテンシャル
- α_m : 流速分布に関する補正係数
- θ : 斜面と水平面とのなす角
- ρ : 水の密度
- ψ : 水頭であらわした毛管ポテンシャル
- ω : 流れの混合の係数

電 気 系

C, C' : コンデンサー
 R, R_1, R_2 : 抵 抗
 k, k' : 常 数
 i : 電 流
 i_0 : 非線型強制電流
 q : 付加電流
 V : 電 圧
 τ : 時 間
 ξ : 距 離 (δ 方向に対応)
 η : 距 離 (ℓ 方向に対応)

変 換 係 数

α : 水深 \circ 電圧変換係数 (H/V)
 β : 時間変換係数 (t/τ)
 r : 距離変換係数 ($\delta/\xi, \ell/\eta$)
 θ : 流量 \circ 電流変換係数 (W/i)

第 2 節 流域の平均浸透能と有効降雨に関する研究

流域に降った雨水のうち、永久に河道へ流出しない部分を損失降雨というが、こうした降雨の損失現象は、古くは流出係数でもって全体的な平均値として表現されていたが、1932年 L.K.Sherman が単位図法を発表し、それを河川の流出量算定に有効に利用するために R.E.Horton⁸⁾ が流域の浸透能という概念を導入して以来、こうした面からの研究が多数行われ、次第にその実態が明らかにされるようになった。

一般に、降雨の損失は大別して樹木などによる降雨遮断、蒸発、凹地貯留などの比較的降雨の初期におけるものと、少なくとも降雨の全期間を通じて起る雨水の土中への浸透によるものとが考えられる。本節においてはこうしたいろいろの損失について考察を進めるが、説明の都合上、まず後者について述べ、後で初期損失について考えるつもりである。

(1) 従来の研究

普通の河川流域では、その大部分が樹木で覆われており、その落葉や枯葉などが堆積して、多かれ少かれ流域表面には腐蝕土が広がっており、さらに、その下の地層も一様でなく二つあるいはそれ以上の土層からできていると考えられる。そのうえ、たとえば腐蝕土層とその真下にある土層との透水係数が異なっているはずで、透水性のよい土層が悪い土層の上にあつたり、その逆の場合などいろいろの状態が考えられ、また平面的にもこうした土層が流域内にかなり複雑に分布しているだろう。このように複雑な条件にある流域における雨水の浸透現象を厳密に解析することはきわめて困難であるが、水文学的に重要な問題は流域全体を平均的にみたいわゆる流域の平均浸透能である。

流域の平均浸透能に関して、従来提案されている式は、大別してつぎの三つに分け

られる。

$$f = (f_0 - f_c) \exp(-\alpha t) + f_c \quad (5.2.1)$$

$$f = At^b \quad (5.2.2)$$

$$f = St^{-\frac{1}{2}} + f_c \quad (5.2.3)$$

ここに、 f は浸透能、 f_0, f_c はそれぞれ初期浸透能、最終浸透能、 α, A, B および S は流域特有の常数である。

(5.2.1) 式は R. E. Horton が経験的に求めた式⁸⁾、(5.2.2) 式は A. N. Kostiaikov が提案した式⁹⁾、(5.2.3) 式は J. R. Philip が一様な土層における浸透を理論的に取り扱ってえた式¹⁰⁾である。よく知られているように、Horton の式は主として河川流域の平均浸透能を与えるものとして現在広く実用され¹¹⁾、また (5.2.2) および (5.2.3) 式は主として農業方面で利用され、ほぼ一様な土層に対してはかなりよく合うといわれている。^{9), 10)}

(2) 不飽和浸透に関する基礎方程式

こうした流域の平均浸透能について考察を進めるまえに、不飽和浸透に関する基礎方程式を導いておく。

いま考えている現象は、雨水の土中への浸透である。したがって、一般にこうした浸透現象は、不飽和状態における浸透と考えてよいだろう。よって、J. R. Philip が行ったように、¹³⁾ 不飽和状態で、毛管力と重力の場における浸透水の運動を考えればよいわけである。

さて、土中における水の運動は、不飽和状態においても、Reynolds 数が小さい普通の場合には、Darcy の法則が成立する¹²⁾と考えてよいだろう。すなわち、不飽和状態における透水係数を k 、水頭で表わしたポテンシャルを Φ 、浸透水の断面平均流速を ∇ とすると、つぎの関係が成立する。

$$\nabla = -k \text{grad } \Phi \quad (5.2.4)$$

一方、連続の条件式は体積比で表わした含水量を m 、水の密度を ρ とすると、^{註)}

$$\frac{\partial (\rho m)}{\partial t} + \text{div} (\rho \nabla) = 0 \quad (5.2.5)$$

であらわされる。(5.2.4) 式を上式に代入すると、不飽和浸透に関する基礎方程式として、

$$\frac{\partial (\rho m)}{\partial t} = \text{div} (\rho k \text{grad } \Phi) \quad (5.2.6)$$

がえられる。さらに、図-5.2.1 に示すように、斜面に沿って下流方向に x 軸、それに垂直で下向きに z 軸をとると、ポテンシャル Φ は次式で与えられる。

註) 以下においては簡単のため単に含水量と呼ぶ。 e を間隙比、 θ を含水比、 γ_w, γ_s を水および砂の単位重量とすると、 $m = \theta \gamma_s / \gamma_w \cdot (1 + e)$ の関係がある。

$$\phi = \varphi + p - Z \cos \theta - X \sin \theta \quad (5.2.7)$$

ここに、 φ および p はそれぞれ水頭で表わした毛管ポテンシャルおよび圧力である。
(5.2.7) 式を (5.2.6) 式に代入し、 \int を一定と仮定すると、

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left\{ k \frac{\partial}{\partial x} (\varphi + p) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ k \frac{\partial}{\partial z} (\varphi + p) \right\} - \frac{\partial k}{\partial x} \sin \theta - \frac{\partial k}{\partial z} \cos \theta \quad (5.2.8)$$

がえられるが、J.R. Philip¹²⁾ もいっているように、毛管ポテンシャル φ は含水量だけの関数と考えられるから、

$$D = k \frac{d\varphi}{dm} \quad (5.2.9)$$

とおくと、(5.2.8) 式より、

$$\frac{\partial m}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(D \frac{\partial m}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(D \frac{\partial m}{\partial z} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(k \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial p}{\partial z} \right) - \frac{\partial k}{\partial x} \sin \theta - \frac{\partial k}{\partial z} \cos \theta \quad (5.2.10)$$

がえられ、(5.2.10) 式がこの場合の基礎方程式である。また、(5.2.9) 式で定義される D は一種の拡散係数である。

従つて、(5.2.10) 式を前述のような条件の下で解けばよいわけであるが、条件が複雑なこと、 D および k が m の関数であること、浸透が進むにつれて土中の空気が圧縮され圧力 p が変化することなどのため、厳密な解析はほとんど不可能である。そこで、簡単ではあるが、こうした流域の平均浸透能の性質をみる上に都合のよい場合の解を求めることにする。

(3) 基礎方程式の解

以下の解析では、いわゆる初期損失が終つてかなり時間が経過した後の状態を考える。したがつて、 x 方向の変化は微小で、かつ D および k をほぼ一定と仮定してよい場合を取り扱い、さらに浸透水と土中の空気との交換が比較的容易で、圧力 p が z 方向にほぼ一定と仮定する。こうした場合には、(5.2.10) 式は近似的に、

$$\frac{\partial m}{\partial t} = D \frac{\partial^2 m}{\partial z^2} \quad (5.2.11)$$

となるが、上式は少なくとも毛管飽和までの領域で成立する。(5.2.11) 式は一次元の拡散方程式であるので、その解を容易に求めることができる。

1. 一様な土層が無限遠まで広がっている場合： この場合に対しては、(5.2.10) 式で p を一定とし、かつ x についての微係数をすべて零とした式を用いて J.R. Philip が近似解をえているが¹³⁾ ここでは (5.2.11) 式の解を求めることとする。(5.2.11) 式は拡散方程式であるから、時間が十分経過すると初期条件の影響はほとんど無視できる程度に小さくなる。また流域の平均浸透能を考えているので、地表には地表水が流れており地表附近の土砂は常に少なくとも毛管飽和の状態にあると考えてよいだろう。したがつて、計算の簡単のために、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } t=0 \text{ で } m=m_0 \text{ (一定)} \\ \text{境界条件: } z=0 \text{ で } m=m_c \text{ (毛管飽和)} \\ \quad \quad \quad z=\infty \text{ で } m=m_0 \end{array} \right\} \quad (5.2.12)$$

の条件を用いることにする。

(5.2.12) の条件で (5.2.11) 式を解くと、

$$m = m_c - (m_c - m_0) \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^{\frac{z}{2\sqrt{kt}}} \exp(-\xi^2) d\xi \quad (5.2.13)$$

がえられるが、単位面積当りの浸透能は $f = \left| \nabla_z \right|_{z=0}$ で与えられるから、(5.2.4) (5.2.7) および (5.2.13) 式を用い圧力 p を一定として計算すると、

$$f = (m_c - m_0) \sqrt{\frac{p}{K}} t^{-\frac{1}{2}} + k \cos \theta \quad (5.2.14)$$

がえられるが、上式は (5.2.3) 式と同形で、浸透能は $t^{-\frac{1}{2}}$ に比例することとなる。

2. 土層の深さが有限で、その下層が不透水層の場合： 透水性土層の厚さを a 、初期含水量を m_0 とすると、下方の境界面を通して水は流れないから、この場合の条件は、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } t=0 \text{ で } m = m_0 \\ \text{境界条件: } z=0 \text{ で } m = m_c \\ z=a \text{ で } \nabla_z = -D \frac{\partial m}{\partial z} + k \cos \theta = 0 \end{array} \right\} \quad (5.2.15)$$

となる。この場合の解は、定常部 m_1 と非定常部 m_2 にわけ、 $m = m_1 + m_2$ とし、さらに条件を、

$$\left. \begin{array}{l} m_1 \text{ に対して、} z=0 \text{ で } m_1 = m_c \\ z=a \text{ で } \nabla_z = 0 \text{ すなわち } \frac{dm_1}{dz} = \frac{k}{D} \cos \theta \\ m_2 \text{ に対して、} t=0 \text{ で } m_2 = m_0 - m_1 \\ z=0 \text{ で } m_2 = 0 \\ z=a \text{ で } \frac{\partial m_2}{\partial z} = 0 \end{array} \right\} \quad (5.2.16)$$

とすれば、つぎのようになる。

$$\begin{aligned} m &= m_1 + m_2 \\ &= m_c + Kz - 4 \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)\pi} \left\{ (m_c - m_0) - (-1)^n \frac{2aK}{(2n-1)\pi} \right\} \\ &\quad \times \exp \left\{ -\frac{D(2n-1)^2\pi^2}{4a^2} t \right\} \cdot \sin \frac{(2n-1)\pi}{2a} z \quad (5.2.17) \end{aligned}$$

ここに、 $K = k \cos \theta / D$ である。

上式において、 $t \rightarrow \infty$ とすると、 $m = m_1 = m_c + Kz$ となる。しかしながら、 m_c は毛管飽和における含水量を表わし、また (5.2.11) 式が成立する範囲は $m \leq m_c$ であるが、(5.2.17) 式では $t \rightarrow \infty$ で $m = m_c + Kz > m_c$ となる。実際には、 $m > m_c$ となるような時間に対しては、不透水層の上面に沿って自由水帯が現われ、普通の地下水のように xy 方向の比較的強い流れを生じ、さらにこの水流は下流方向に進むにつれて次第に発達し遂には地表面まで達するものと考えられるが、こうした現象が顕著な中間流出を生じる原因の一つであると思われる。そこで、(5.2.11) 式が成立する範囲内での解を求め、浸透能を計算するために、自由水帯の上面までの深さを δ とし、(5.2.15) 式の条件のうち最後のものの代りに、 $z=\delta$ で $\partial m / \partial z = 0$ と仮定しよう。時間が経った後には、上述の自由水帯はほぼ一定の水面形をとると考えることができ

るから、いま簡単のために θ を一定と仮定すると、結局、この場合の解は (5.2.17) 式において、 $\alpha = \theta$ とおきさらに K に関する項を取り除けばよいことになる。すなわち

$$\begin{aligned} m &= m_1 + m_2 \\ &= m_c - 4(m_c - m_o) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)\pi} \\ &\quad \times \exp\left\{-\frac{D(2n-1)^2\pi^2}{4\theta^2} t\right\} \cdot \sin \frac{(2n-1)\pi}{2\theta} z \dots\dots\dots (5.2.18) \end{aligned}$$

となり、単位面積当りの浸透能は、

$$f = \frac{2D(m_c - m_o)}{\theta} \sum_{n=1}^{\infty} \exp\left\{-\frac{D(2n-1)^2\pi^2}{4\theta^2} t\right\} + \theta \cos \theta \dots\dots\dots (5.2.19)$$

となる。しかるに、上式においてある程度大きい t に対しては、級数の第2項以下は第1項に比して十分無視することができるので、こうした場合の近似式として、

$$f = \frac{2D(m_c - m_o)}{\theta} \exp\left(-\frac{D\pi^2}{4\theta^2} t\right) + \theta \cos \theta \dots\dots\dots (5.2.20)$$

を用いてよいだろう。(5.2.19) または (5.2.20) 式において、 $t \rightarrow \infty$ のときの最終浸透能は、 $f_c = \theta \cos \theta$ となるが、これがさきに述べた最終状態における自由水帯への水の供給源となるわけである。

以上述べたことから、透水性土層の厚さが有限の深さの場合には、ある程度時間が経過した後の浸透能は (5.2.1) 式の Horton 型となることが推察できる。

(4) 浸透能方程式

前項において、二つの代表的な場合の雨水の浸透の様子解析できたわけであるが、実際の流域ではこのような単純な条件にはない。前述したように、表面には腐蝕土層があり、その下に透水性の異なった種々の土層があり、また、圧力 p 、拡散係数 D 、透水係数 k なども雨水の浸透が進むにつれて変化する。実河川の流域ではこのように複雑な条件にあるが、これを平均的にみるときは、地層の構成状態によつて、つぎの二つの代表的なものにわけて考えることができるだろう。すなわち、ただ一種類の透水性土層からできている場合と多くの土層からできている場合である。以下においてこうした二つの場合の平均浸透能について、前項でえられた結果を基礎として考察する。

1. 一層の場合： 砂丘や裸地などのような特殊な場合で、土層が無限の深さまで続いている場合と有限の深さの場合の二つが考えられる。このような場合に対する浸透能は、 p, D および k を一定と仮定すると、それぞれ (5.2.14) 式および (5.2.20) 式で与えられることとなる。しかし、実際の流域では透水性土層が無限の深さまで広がっている場合はほとんどなく、また、たとえ無限の深さまで広がっていると考えられる場合でも、降雨は流域全面に降るので、雨水の浸透に伴つて土層内にある空気と雨水との交換が自由に行われず、したがつて土層内の空気が圧縮され、その結果として土層内の圧力 p が高まつて浸透水帯は比較的表面近くに限られ、ほとんど下部には達しないと考えられる。こうしたことは、B. D. van't Woudt の実験¹⁴⁾ にも

現われている。

したがって、結果的には有限の深さの土層の場合とほぼ同様な浸透性状を示すものと考えてよいだろう。

このように考えると、結局のところ、透水性土層が一種類である場合には、近似的に、(5.2.20)式、したがって(5.2.1)式のHorton型の浸透能を示すこととなる。

2. 多層の場合：¹⁴⁾ この場合にはB.D.van't Woudtの現場観測からもわかるように、洪水の流出期間中に雨水が地中へ浸透する深さは比較的浅く、表層に腐蝕土を有するような普通の河川流域では、表面近くの二つの土層までを考えれば十分であるように思われる。このように2層だけを考える場合にも、上層の土砂の透水性が下層のそれより大なる場合と、その逆の場合の二つが考えられる。

前者の場合、すなわち腐蝕土層の透水性が下層よりよい場合には、比較的容易に表面層の土砂は毛管飽和の状態となりうる。一般にこのような表面層の厚さは薄いのが普通であるから、降雨の初期、換言すると初期損失の期間内にこのような飽和状態となると考えられる。したがって、いま考えているような雨が降り始めてからある程度時間が経過した後の雨水の浸透状況は、ほとんど下層における浸透状況によつて決定されるだろう。換言すると、こうした場合の浸透能は表面層にはほとんど影響されずその下にある土層内の浸透状況によつて定まり、また、下層での浸透能は1.で述べたように近似的に(5.2.1)式であらわされるから、結局いまの場合にもHorton型の浸透能曲線となる。

つぎに、表面層の透水性が下層のそれより小なる場合には、上とは逆で、下層における浸透状況は主として上層からの雨水の供給状況によつて定まるはずである。しかしながら実際には上層は透水性が悪く比較的細かい粒子の土砂からできていると考えられるので、雨水の浸透が進んでも下層の空隙中の空気は抜けがたく、そのため下層内の圧力が高くなつて、結局のところ、下層の見かけの透水性はかなり悪くなると考えられる。したがって、この場合の雨水の浸透はほとんど上層における浸透状況によつて支配されることになり、浸透能曲線はHorton型の(5.2.1)式となるものと考えることができる。

以上、実際の河川流域における平均浸透能について、(3)で述べた不飽和浸透の結果をもとにして考察を加えたが、いずれの場合に対しても、降雨の初期のいわゆる初期損失が終つてある程度時間が経過した後の浸透能は、近似的に(5.2.1)式のHorton型の曲線であらわされることができると考えることができる。

(5) 流域の初期損失と平均浸透能

よく知られているように、降雨の初期においては、種々の損失を受ける。すなわち蒸発、樹木による降雨遮断などのように降雨が地上に到達するまでに損失する部分と地上へ到達した後に、地表附近の草や土砂を濡したり、地表の凹地などにたまるいわゆる凹地貯留として損失する部分がある。これらの初期損失のうち地表附近の土砂を濡すために費される部分は、広い意味での浸透による損失と考えられるが、他のものは浸透とは全く異なつた原因によるものである。

浸透以外の原因による初期損失は、その大部分のものが流域に一時貯留されて洪水流出には直接関係せず、洪水後、蒸発したり、樹木に吸収されたりするのである。これは流域の初期の湿潤状態によつて多少は変化するが、流域によつてはほぼ定つた一定量であると考えてよいようである。

つぎに、広い意味での浸透による初期損失は、(5.2.14)式、(5.2.20)式などから予想されるように、流域表層の初期の湿潤状態によつて定まり、単位時間当りの量はかなり大きいことがわかる。しかし、実際には、初期の降雨強度は流域の浸透能より小で、かつその期間も比較的長いのが普通である。こうした場合の浸透現象は降雨量から他の原因による損失を差引いたものが地表に供給されるものとして、(5.2.10)式を解けばよいわけであるが、その解析が非常に困難であることはいうまでもない。以上のように初期損失に関しては未解明の点が多く、現在のところその量を的確に求めることはできにくい状態である。

ところで、前述したように、一般に降雨の初期においては降雨強度が比較的小さく、河道流出を生じない。降雨が続いてその強度も強くなつてくると、降雨遮断や凹地貯留などによる初期損失が終つて地表の土砂も飽和状態に近づき、遂には降雨強度が浸透能を越えるようになって、はじめて地表面に雨水流を生じ、いわゆる表面流出が始まるわけである。この状態ではすでに土砂の含水量が大となり、浸透能は(5.2.1)式で表わされるだろう。このように、表面流出が始まると、浸透能はHortonの式(5.2.1)で示されると考えられ、それ以前では降雨強度は比較的小さい場合が多い。そこで、Horton⁸⁾、石原教授など¹¹⁾の研究のように、必ずしも厳密ではないが、降雨強度が流域の平均浸透能を越えて表面流出が始まる以前まで(5.2.1)式を拡張して適用しても、工学的実用性からみると、いわゆる有効雨量の推定に対しては十分な精度があるものと考えてよいだろう。したがつて降雨の全期間を通じて、初期損失をも含めて、有効雨量の推定に対しては、(5.2.1)式であらわされるHorton型の浸透能曲線が適用できることになる。

(6) 流域の初期浸透能

工学的実用性から、流域の平均浸透能をあらわす式として、(5.2.1)のHorton型の式を用いてよいことがわかつたが、ここでは(5.2.1)式中の初期浸透能 f_0 について考察する。(5)で述べたように、初期損失は多かれ少かれ流域の初期の湿潤状態できまるはずである。

流域の初期浸透能 f_0 は、J. R. Philip,¹⁵⁾ J. H. Neel¹⁶⁾の研究からもわかるように、流域の土層の初期含水量 m_0 によつて定まるだろう。すなわち、(5.2.1)式と(5.2.20)式を比較すると、

$$f_0 \propto K_1 - m_0 \quad (5.2.21)$$

の関係が成立することがわかる。ここに K_1 は常数である。

つぎに、初期含水量 m_0 は、空気中への蒸発、草木による吸収、自然排水などのために、いわゆる前期降雨からの経過時間によつて変化すると考えられる。こうした m_0 の変化の模様をみるために、

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件: } t=0 \text{ で } m = m_c \\ \text{境界条件: } z=0 \text{ で } m = m_d \\ \quad \quad \quad z=h \text{ で } \frac{\partial m}{\partial z} = 0 \end{array} \right\} \quad (5.2.22)$$

なる条件のもとで、(5.2.11)式の解を求めよう。ここに、 m_d は最終気乾状態における含水量である。この場合の解は、(5.2.22)の条件と(5.2.16)の m_2 に対する条件が全く同様であることから、(5.2.18)式の m_2 の場合と同じであつて、つぎのようになる。

$$m - m_d = (m_c - m_d) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2}{(2n-1)\pi} \exp\left(-\frac{D(2n-1)^2\pi^2}{4b^2}t\right) \cdot \sin\left(\frac{(2n-1)\pi}{2b}z\right) \quad (5.2.23)$$

上式において、十分大きな t に対しては、(5.2.19)の場合と同様に級数の第2項以下は第1項に比して無視することができる。そこで、ある適当な深さにおける含水量を m_0 とすると、(5.2.23)式から、近似的に

$$m_0 - m_d = (m_c - m_d) \exp(-\beta t) \quad (5.2.24)$$

と書くことができるだろう。一方、初期浸透能と含水量との間には(5.2.21)式の関係があるから、 m_c, m_0, m_d に対応する浸透能をそれぞれ f_c, f_0, f_d とすると、近似的に、

$$f_0 = f_d + (f_c - f_d) \exp(-\beta t) \quad (5.2.25)$$

の関係が成立すると考えてよいだろう。

(5.2.24)式の関係調べるために、六甲山系の芦屋川流域において著者らが試作した含水比計¹⁷⁾を用いて、土中含水比の変化の模様を観測した結果の一例を示したものが図-5.2.2である。この地点における地層は、風化花崗岩の厚さ約2mの砂層であつて、その下層は岩盤である。また、斜面は20°~30°の急こう配である。この図をみると、含水比の変化は晴天日数とともに指数的に減少し、ほぼ同一の減衰係数を示しているようである。

図-5.2.3は石原教授ら¹⁸⁾が由良川流域における初期浸透能の回復の模様を調べた結果であり、この図から、(5.2.25)式を計算すると、

$$\left. \begin{array}{l} f_0 = 4.30 - 4.03e^{-0.365t}, t: \text{day}, f_0: \text{mm/hr} \\ \text{あるいは } f_0 = 4.30 - 4.03e^{-0.052t}, t: \text{hr}, f_0: \text{mm/hr} \end{array} \right\} \quad (5.2.26)$$

となり、その精度がかなり良好であることがわかる。

なお、(5.2.1)式と(5.2.25)式の減衰係数 α, β の値は、(5.2.20)および(5.2.23)式からともに $D\pi^2/4b^2$ であらわされるが、 b はほぼ一定と考えられるので、結局 α および β の値は拡散係数 D に比例することとなる。一方、石原教授らが由良川流域に対して、本節(5)で述べた流域平均浸透能を求めた結果は、¹⁸⁾

$$f = 0.27 + (4.30 - 0.27)e^{-0.15t}, t: \text{hr}, f: \text{mm/hr} \quad (5.2.27)$$

である。したがつて、(5.2.26)式と(5.2.27)式を比較すると、減衰係数が約

10 倍程度異なっていることがわかる。ところで、(5.2.20) および (5.2.23) 式を導くに当つては、基礎式 (5.2.11) における拡散係数 D を一定としている。したがつて (5.2.20) 式の浸透能方程式の場合には、土層が毛管飽和に近く、 D としては毛管飽和に近い状態における値をとるべきであり、一方 (5.2.23) 式の初期浸透能回復曲線の場合には上とは反対に、流域土層はかなり乾燥しているから、こうした状態での D の値をとらねばならない。また拡散係数 D の値を R. E. Moore が Yolo light clay について測定した結果¹³⁾によると、毛管飽和に近いときは約 $5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{sec}$ 、毛管飽和の $\frac{1}{2}$ 程度の含水量のときは、約 $5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{sec}$ となっており、後者は前者の $\frac{1}{10}$ 程度である。こうした関係を考慮すると、(5.2.26) 式と (5.2.27) 式の減衰係数がかなり異なるという事実を都合よく説明できるわけで、本節における考察の妥当性を示す一つの好例といふことができるだろう。

(7) 浸透能に関する実験

砂中への水の不飽和浸透と浸透能に関する基礎的関係をうるとともに、上述の考察の妥当性をみるために、実験室において浸透実験を行った結果について説明しよう。

1. 実験装置： 図 - 5.2.4 に示すように、高さ 45.6 cm、内径 14 cm のガラス製円筒の下端に 200 mesh の金網をはり、上部より、漏斗状のブリキ製降雨発生装置によつて水の供給を行った。使用した砂は真比重 2.64 の豊浦標準砂である。資料は 4 層にわけて各層を 3 cm 角の木棒で 50 回搗き固め、密度が均一となるようつとめた。

2. 実験方法： 上のようにして製作された資料を図 - 5.2.4 に示すように据えつける。上部の水槽に水道から水を供給し、一定水位に保たせた後にベンチュリ計を通して流量を測定するとともに、降雨発生装置によつて雨状として資料の上面に給水する。ガラス円筒の上部にはブリキ製の水受けを取り付け、資料の上面に常に約 5 cm の水深で水が保持されるようにして、降雨開始と同時にこの水受けから越流する余剰の水量をばねばかりに載せた容器に受けて測定した。したがつて、降雨量からこの余剰水の量を差引いたものが浸透水量となるわけである。一方、浸透した水が砂層を通過して下面から落下するようになると、これを漏斗を通してメスシリンダーに受けて測定した。この場合、降雨量は二、三の予備実験によつてえられた初期浸透能以上とした。また、使用した資料は気乾状態のものと、砂を水中でつめた後直ちに空中に取り出してそのまま 1 ~ 30 日放置したのものとを使用した。

別に、砂中の含水量の変化をみるために、水中で製作した資料に、上面、上面下 5 cm、10 cm、20 cm、30 cm、の各位置に、図 - 5.2.5 に示すような含水比測定用の電極を挿入して、空气中に放置したときの経過日数と含水比の変化の模様を試作含水比計¹⁷⁾によつて測定した。

3. 実験結果とその考察： 図 - 5.2.6 は浸透能に関する実験結果の一例を示したもので、図中の日数は室内での放置日数を示したものである。この図からこうした実験においては初期浸透能はかなり大きく、時間の経過とともに急激に減少することがわかる。また、(5.2.1) 式および (5.2.3) 式の各係数を、 $t = 10 \text{ min}$ の近傍において計算値と実験値とがもつともよく合致するように定めて、これらを図示したものが図中の実線および破線で示されている曲線である。(5.2.1) 式すなわち Horton 型

の式は、粗かい点を除くと、降雨開始後しばらくの期間は別として、全体として浸透能 $f(f - f_c)$ ではない) の推定に対してはかなりの精度があることがわかる。一方、(5.2.3) 式は、実験方法から考えて、よく合うことが期待され、実際 $\tau = 20 \text{ min}$ 以後に適用すると非常によく実験結果を説明することができるようではあるが、図のような適用の場合にはかなりのくい違いがある。このことは、(5.2.3) 式は τ が大なる場合に求められた式であつて、実際の浸透能を全般にわたつて推定するには実用性が乏しいことを示すものであろう。したがつて、このような実験の場合でも、工学的実用性という点からすると、(5.2.1) 式の Horton 型の浸透能曲線の方が優れているといえるだろう。

つぎに、砂中の含水比と放置日数との関係を示したものが図 - 5.2.7 であつて、図では (5.2.24) 式中の M_d すなわち気乾最終含水比を 5.9 % として半対数紙で示されている。図から、表面近くではほぼ (5.2.24) 式が満足されることがわかる。

このように、比較的簡単ではあるが、こうした実験結果からも、浸透能に関する上述の考察の妥当性がある程度実証できたものと考えられる。

(8) む す び

本節においては、流域の平均浸透能を雨水の土中への不飽和浸透と考えて取り扱い、実験、実測結果によつてその妥当性を示したが、明らかにされた諸点を列挙するとつぎのとおりである。

- 1 不飽和浸透に関する基礎方程式は (5.2.6) 式で示され、とくに雨水の土中への浸透を対象とするときは、(5.2.10) 式となる。
- 2 流域の平均浸透能には、初期損失を含めて、Horton 型の (5.2.1) 式を用いてよく、また、(5.2.1) 式の理論的根拠が明確にされた。
- 3 流域内の土層中の含水量の変化は、(5.2.24) 式で表わされる。
- 4 流域の平均浸透能曲線として、(5.2.1) 式を用いるとき、式中に含まれる初期浸透能の降雨後の回復が (5.2.25) 式であらわされ、実測の結果からも実証された。
- 5 平均浸透能曲線 (5.2.1) 式と初期浸透能曲線 (5.2.25) 式の減衰係数はともに不飽和浸透能に関する拡散係数 D に比例するが、前者が後者よりかなり大きいことが確認された。

第3節 散水実験の解析

前節においては、流域の平均浸透能と有効降雨について述べたが、雨水の流出機構の究明に際しては、さらに雨水流の問題を解明しなければならない。本節は、Beutner, Gaebbe and Horton¹⁹⁾ が行つた散水実験の結果を用いて、雨水流の解析を行うとともに、前節で述べた浸透能に関する考察の妥当性を示そうとしたものである。

(1) 従来の研究

雨水流出に関する水理学的研究としては、古くは下水方面で用いられているいわゆる合理法、R. T. Zoch の研究²⁰⁾などがあるが、これらはいずれもきわめて大胆な仮定を用いているので、実際にこれを適用する場合にその妥当性が問題となる。最近京大の岩垣、速水の両博士によつて、こうした場合に対して注目すべき研究が行われたが、以下その大要を述べよう。

1. 岩垣博士の研究⁶⁾: これは降雨を伴う雨水流を横から流入のある水路の流れと考え、厳密な運動方程式と連続方程式を用いて、逐次近似法によつて、特性曲線の方法を利用して解析したものである。すなわち、運動方程式は一次元流れに対して、

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \alpha_m U \frac{\partial U}{\partial x} - (\alpha_m - 1) \frac{U}{H} \frac{\partial H}{\partial t} + g \cos \theta \frac{\partial H}{\partial x} = g \sin \theta - \frac{g U^2}{H^3} - \alpha_m U \frac{r_0}{H} \quad (5.3.1)$$

連続方程式は

$$\frac{\partial H}{\partial t} + H \frac{\partial U}{\partial x} + U \frac{\partial H}{\partial x} = r_0 \quad (5.3.2)$$

である。さて、このような雨水流の場合には、(5.3.1)式の左辺の各項は右辺の各項に比して小であるので、これを無視すると、 U について解くことができる。これを第1近似として、さらに、(5.3.1)式の左辺の各項のうち比較的大きい項である第1項と第3項だけを残し第2項と第4項を省略して、第1近似式を用いて計算したのち、再び右辺とともに U について解いて第2近似式を求める。こうしてえられた近似式を(5.3.2)式に代入すると、 H に関する一階の偏微分方程式となるので、特性曲線の方法によつて解析できるわけである。この研究は、計算にはかなりの時間と労力を必要とするが、こうした雨水流の問題を厳密に取り扱ったものとしてきわめて注目すべき研究である。

なお、この計算がかなり面倒であることから、末石富太郎氏²¹⁾は山地における雨水流では、(5.3.1)式の左辺および右辺第3項は無視できる程度であると仮定して、(5.3.1)式の代りに、

$$U = \frac{1}{\alpha} H^{3/2} (\sin \theta)^{1/2} \quad (5.3.3)$$

を用い、これと(5.3.2)式から、 $x=0$ で $H \cdot U = 0$ の標準特性曲線を r_0 をパラメータとして作成し、さらに、これを対数図式化した標準特性流量曲線になおして適用法の簡易化をはかった。任意の降雨に対しては、流れが定常となるまで一定強度の降雨が続くとして、降雨を階段的に分割して計算する方法を提案した。しかしこの方法によるときは、定常になるまで一定強度の降雨が続くとするのであるから、降雨強度が短時間に変動するような場合には、計算できにくいという欠点がある。

2. 速水博士の研究⁷⁾: 速水博士は末石氏と同様な考えのもとに、運動方程式として、(5.3.3)式を用い、さらに連続方程式としては、第2章で述べた洪水波の理論と同様に流れ方向の混合を考え、混合の係数を σ として、

$$\frac{\partial H}{\partial t} + U \frac{\partial H}{\partial x} + H \frac{\partial U}{\partial x} = \sigma \frac{\partial^2 H}{\partial x^2} + r_0 \quad (5.3.4)$$

を用い、摂動法によつて第1近似解まで求め、さらにその結果を用いて浸透能を算定する方法を提案されている。しかし、その解が第1近似解であつて、重畳の定理が成

立する範囲内での解析である点に問題があるように思われる。

(2) 基礎的考察

末石氏の研究は、降雨強度が短時間に変化するような場合の解析には都合が悪く、また速水博士の研究は、ここで取り扱うような小流域での散水実験の解析に対しては流れ方向の混合がかなり小さく数学的取扱も面倒であるので、都合よく用いることができないだろう。そこで、こうした散水実験の解析に都合よく用いる解法について考察しよう。

図-5.3.1に示すように、単位面積当りの降雨量および浸透能をそれぞれ $r(t)$ および $f(x)$ とし、単位幅当りの流量を $W = UH$ とすると、連続の方程式は(5.3.2)式と同様で、

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial W}{\partial x} = r - f \quad (5.3.5)$$

である。一方、運動方程式については、降雨強度が比較的小さく、斜面こう配 $I = \sin \theta$ が大であるような普通の雨水流出の問題に対しては、末石氏や速水博士の研究と同じ考えによつて、(5.3.1)式の左辺および右辺第3項が他の項に比して無視できるとし、さらに指数型の平均流速公式を用いると、(5.3.3)式と同様に、

$$U = (1/N) H^{\lambda} I^{1/2} \quad (5.3.6)$$

とすることができよう。ここに N および λ は常数で、Manning公式の場合には $N = n$, $\lambda = 2/3$ となる。

つぎに、 $x=0$, $t=0$ で $H=H_0$, $W=W_0$ なる条件のもとで、任意の r および f があるときの解を特性曲線法によつて求めよう。まず(5.3.6)式から、

$$W = UH = (1/N) H^{1+\lambda} I^{1/2} \quad (5.3.7)$$

となつて、 W は U には無関係で H だけの関数となる。したがつて(5.3.5)式からつぎの関係がえられる。

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{dW}{dH} \frac{\partial H}{\partial x} = r - f \quad (5.3.8)$$

または、

$$\frac{dH}{dW} \frac{\partial W}{\partial t} + \frac{\partial W}{\partial x} = r - f \quad (5.3.9)$$

(5.3.8)式の特性方程式は、

$$\frac{dt}{1} = \frac{dx}{dW/dH} = \frac{dH}{r-f} \quad (5.3.10)$$

であるから、

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dW}{dH} \text{ において, } \frac{dH}{dt} = r - f \quad (5.3.11)$$

となるが、条件を用いて書きかえると、

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dW}{dH} \text{ において、 } H = \int_0^t (r-f) dt + H_0 \quad (5.3.12)$$

がえられる。一方、(5.3.9)式を用いると、

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dW}{dH} \text{ において、 } W = (r-f)x + W_0 \quad (5.3.13)$$

(5.3.12) および (5.3.13) 式から、結局、

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dW}{dH} \text{ において } \begin{cases} H = \int_0^t (r-f) dt + H_0 \\ W = (r-f)x + W_0 \end{cases} \quad (5.3.14)$$

が同時に成立することになる。

一方、いまの場合には、(5.3.7)式から、

$$dW/dH = (1+\lambda) W/H \quad (5.3.15)$$

となり、特性曲線は、

$$\frac{dx}{dt} = \frac{(1+\lambda)W}{H} = \frac{(1+\lambda)\{(r-f)x + W_0\}}{\int_0^t (r-f) dt + H_0} \quad (5.3.16)$$

によつて示されることになる。

上の諸式は直接積分することが困難であるので、つぎに述べる特性曲線を利用した図解法によると便利である。すなわち、図-5.3.2に示すように、まずⅢ象限に(5.3.7)式で示されるような、 H と W との関係を描き、さらに(5.3.12)の後の式からえられる、

$$H - H_0 = \int_0^t (r-f) dt \quad (5.3.17)$$

の関係と、 $r-f$ と t との関係をⅠ象限に同時に図示しておく。一般に r および f は t の関数として与えられるので、こうした関係は容易に計算できるはずである。ここに注意すべきことは、降雨 r が零になつた後においても地表面に雨水が存在する限り換言すると、 $H > 0$ である地点においては、浸透能 f は零とはならず、ある値を保持するということである。

Ⅰ象限に示される特性曲線上の一点 A_1 が $x=x_1$, $t=t_1$ で水深および流量が H_1, W_1 であつたとする。つぎに $t_2 = t_1 + \Delta t$ における特性曲線上の点 A_2 を求めるには、まず t 軸上の点 B_2 ($t=t_2$) から左方へ矢符号に沿うて順次 H 軸上の H_2 , W 軸上の W_2 を求める。 A_1 に対応するⅣ象限の点 C_1 から、(5.3.13)式の関係、すなわち近似的に、

$$\frac{\Delta W}{\Delta x} = \frac{1}{2} \{ (r_1 - f_1) + (r_2 - f_2) \} \quad (5.3.18)$$

を満足するような直線 C_1C_2 を描き、さきに求めた W 軸上の点 W_2 から引いた水平線との交点を C_2 とすると、 B_2, C_2 から引いた直線 B_2A_2, C_2A_2 の交点として、特性曲線上の点 A_2 が求められる。以下順次同様な手順を繰り返せば特性曲線が描けるわけで、それと同時に各時刻、各地点における水深、流量も求められるのである。ただし、 $r=0$

となつて f だけ残るような場合には $(\gamma - f)$ の項が負となるので、図の IV 象限の (5.3.18) 式の関係を示す直線は図示の場合とは逆で、上向きのこう配となるはずである。

なお、上述の手続きによつて求めた点 A_2 が特性曲線上の点であることは、作図の手順から、

$$\frac{\Delta \gamma}{\Delta t} \div \frac{\Delta W}{\frac{1}{2}\{(r_1 - f_1) + (r_2 - f_2)\}} \bigg/ \frac{\Delta H}{\frac{1}{2}\{(r_1 - f_1) + (r_2 - f_2)\}} = \frac{\Delta W}{\Delta H}$$

であることによつて、容易に理解することができる。

(3) 散水実験の解析

Beutner, Gaebbe and Horton の現場での実測結果¹⁹⁾のうち、(2)で述べた仮定が成立するような比較的急こう配の斜面におけるものを使用した。すなわち、巾 6 ft、長さ 24 ft でこう配 3.3 の斜面で、わずかに草が生え、土質は Mohave sandy clay loam である。この流域に一定強度の人工降雨を全面にわたつて一様に降らせ、表面流出量を測定している。実験は、はじめ dry run として、 $r=3.14$ in/hr の降雨を 60 分間続けて測定し、しばらくおいた後 wet run として、 $r=3.33$ in/hr の降雨を 60 分間続けて測定している。図-5.3.3 は同論文に載っている結果をそのまま転載したものである。図中の平均浸透能をみると、dry run において、流出量が次第に増加しているにもかかわらず、浸透能はほど一定となつてゐる。また、流域の長さが短いにもかかわらず、表面流出がはじまる 3 分～5 分前から有効降雨があることなど、不都合な点が多いようである。

そこで、上述の特性曲線法を利用して解析を試みることにした。まず、(5.3.7) 式の V および μ の値は、いまの場合には明らかに表面流出を対象としており、また流域には障害物も少ないので、V. J. Palmor の実験²²⁾からもわかるように Manning 形式としてよいであろう。報告されている水深と流量を用いて Manning の粗度係数 n を計算したところ $n=0.04$ をえた。

1. 浸透能について： 図-5.3.3 をみると、降雨開始後少なくとも 10 分程度経過した後における流出量の時間的変化の割合が微小であることに注目すると、平均浸透能を求めることができる。すなわち、変化が微小であるから、短い時間の間は近似的に一定とみなしても、そのための誤差は微小である。そこで、末石氏の方法²¹⁾によつて定常になるまでの時間 t_d を容易に求めることができる。図-5.3.4 に示すように、このような領域でのある時刻における表面流出量は、それより t_d だけ早い有効降雨に対応することとなるから、流出量を t_d だけ早めて降雨量から差引くことによつて浸透能が求められるわけである。また、この流域に対する最終浸透能 f_c は wet run における流出量がかなり長い時間の間一定であることから、この期間における浸透能にはほぼ等しいと考えてよいだろう。

このようにしてえられた浸透能を、 $f - f_c$ とすとの関係において示したものが、図-5.3.5 であつて、Horton 型の (5.2.1) 式が成立するようである。ただし、dry run と wet run とで減衰係数が異なつてゐるが、これは wet run では流出が始

まっしてから比較的短時間で定常となり、測定点が少ないことや初期損失の影響がきいていることなどのためと考えられるが、はつきりしたことは不明である。

このようにしてえられた Horton 型の浸透能曲線を降雨の初期まで延長して、降雨とともに示すと、図 - 5.3.6 のようである。この場合は、流域の長さが短いので、表面流出が始まる以前の降雨は全部損失するものと考えてよいだろう。したがって、図の斜線を施した部分が主として前節で述べた貯留による初期損失であると考えられ、さらにこの部分の水量は dry run および wet run ではほぼ等しく、初期損失に関する前節(5)の考察の妥当性を示した一例といえるだろう。

2 表面流出量について： 図 - 5.3.6 において、降雨量から初期損失と浸透能を差引いた残りが各時刻に対する有効雨量となる。この有効雨量を用いて本節(2)で述べた特性曲線法によつて表面流出量を計算し、実測結果とともに示したものが図 - 5.3.7 である。なお、前述したように降雨が止んだ後は $r=0$ となるが、地表面に雨水が残っている限りは浸透が続くものとして計算した。また、wet run に A, B の二つの計算値があるのは、浸透能に関する図 - 5.3.5 において、それぞれ、実測値に対する A - 曲線を用いた場合、および dry run の減衰係数を採用したときの B - 曲線を用いた場合に対応している。図において、とくに、dry run において立ち上りの部分に差異が認められるようであるが、これは運水博士が提案されているような拡散効果⁷⁾のためと考えられる。しかしながら全体としてこれをみるときは、計算値と実測値はかなりよく一致しており、こうした場合の平均浸透能に関する本章第2節の考察、および雨水の流出機構に関する本節(2)の解析の妥当性を示したものだといえるだろう。

(4) む す び

散水実験の結果を用いて、浸透能および雨水流出の機構について考察したが、えられた結果を要約するとつぎのとおりである。

1 雨水流出の問題に対しては、(5.3.5) の連続方程式と (5.3.7) の運動方程式を用いて解析することができる。

2 浸透能は、少なくとも表面流出が始まった以後においては、(5.2.1) の Horton 型の式であらわすことができる。

3 初期損失量は流域によつてほぼ一定で、流域の初期状態にはあまり影響されないようである。

4 雨水流出を厳密に解析するためには、降雨終了後の浸透能を表面水が存在する限り考慮しなければならない。

5 流域における雨水流の平均流速公式としては、ほぼ Manning 型の式が成立する。

第4節 雨水流出用演算器

河川の流出現象を説明するに当って、降雨特性、流域特性、雨水流などの問題があり、これらは相互に相関連した点が少なくないことは前述したとおりである。本節はこれらの問題のうち主として雨水流に関するものを取り扱い、雨水流出用演算器について述べたものである。

(1) 従来の研究

雨水の流出量を推定しようとする試みはかなり古くから行われ、単位図、²³⁾配分図、²⁴⁾流出関数⁴⁾などを印いるいわば経験的方法によるもの、下水計画などに用いられる古典的な合理法、および京大連水⁷⁾、岩堀⁸⁾両博士の研究のように水理学的方法によるものなどがある。しかしながら、雨水流出は水の運動に関連した現象であるから、前節で述べたように、降雨が河道に流出するまでの過程を水理学的に考えてその機構を説明すべきである。

以下において、こうした雨水流出現象を演算器を用いて推定しようとした従来の研究について述べ、検討を加えよう。

1. H.M. Paynter の研究²⁵⁾: Paynter は admittance 法ともいふべき方法を提案した。すなわち、流出現象に対して、Duhamel の重畳の定理が成立すると仮定して、流出量 Q を、

$$Q = \int_0^t A(t-\tau) \cdot d[r_e(\tau)] = \int_0^t r_e(t-\tau) \cdot d[A(\tau)] \quad (5.4.1)$$

から求めようとした。ここに $A(t)$ は admittance, r_e は有効降雨である。 $A(t)$ としては、洪水の流下に伴う遅れと貯留による変形からできているものとして、彼の製作した admittance synthesizer を用いて実測流出量を解析し、 $A(t)$ を計算するのである。また、有効降雨から流出量を算出するにも admittance synthesizer を用いるのである。

この方法は、(5.4.1) 式を仮定する以上、現象を線型としたことになるので、石原教授らの研究^{1), 3)} などから明らかなように、少なくともわが国の河川には適用しにくいだろう。

2. E.A. Lawler の研究²⁶⁾: Lawler and Druml は電氣的計算器による水理現象の説明の一つの応用例として、digital computer の一つである Burroughs E101 を用いて、単位図の計算を行っている。この方法では単一の単位図を用いているので、一つの計算プログラムを作成することによつて、迅速に単位図計算ができると報告している。しかしながら、わが国では単位図の適用については、多くの疑問の点があり、^{1), 3)} その工学的実用性を高めるため適当な補正を行っているようである。^{3), 11)} しかしながら、将来石原教授らの研究のような高度の実用性をもつ修正された単位図法など^{3), 4)} による計算を、こうした digital computer によつて迅速正確に行うことは、雨水流出機構の説明はもちろんのこと、洪水予報、治水対策などの目的に対しても大いに役立つものと考えられる。

(2) 雨水流出の基礎方程式

降雨は純損失分を除くと、表面流出、中間流出および地下水流出となつて河道へ流出するが、以下しばらくは問題を簡単にするために、表面流出だけについて考える。

表面流出は前節で取り扱つたように、連続方程式と運動方程式を用いることによつて解析することができる。ところが実際の河川流域は前節で取り扱つたように単純ではなくて、水の流れという観点からみると、山腹斜面、平原などのような面と峡谷、河道などのような線とから構成され、これらが複雑に組み合わさっている。したがつて、実河川における表面流出現象を厳密な意味で解明することはほとんど不可能であろう。しかしながら、工学的目的からすると、たとえ雨水の实质部分の個々の運動が不明であつても、大局的に現象の実態が的確に把握できれば、まず満足しなければならないだろう。こうした意味で、²¹⁾ 末石氏は流域を多数の矩形の斜面とこれらを結ぶ河道からできていると仮定して、等価流域という概念を導入し、横から流入のある水路の流れとして、前節で述べたと同様な方法で、特性曲線法を利用した解析法を提案した。しかしこの方法ではどの程度の面積の斜面を単位として、こうした等価流域を構成するかということに難点があるように思われる。

さて表面流は、上述のような意味での面上の流れと水路内の流れに分けられるが、いずれの場合でも、主流の方向はその地点における最急こう配の方向と一致しているはずである。そこで、図-5.4.1に示すように等高線に沿つて l 軸、それに直交して下流方向に Δ 軸をとると、 Δ 軸の方向は最急こう配の方向、すなわち主流の方向と一致する。

このような直交曲線座標系において、図-5.4.2に示すような流域内の面素 $ABCD$ の部について、連続の条件式を求めると、

$$\frac{\partial H}{\partial t} \cdot \Delta l \cdot \Delta \Delta + \frac{\partial}{\partial \Delta} (U \cdot H \cdot \Delta l) \cdot \Delta \Delta + \frac{\partial}{\partial l} (V \cdot H \cdot \Delta \Delta) \cdot \Delta l = (r-f) \cdot \Delta l \cdot \Delta \Delta \quad (5.4.2)$$

となる。ここに、 U, V はそれぞれ Δ 軸方向および l 軸方向の断面平均流速、 H は水深、 r, f はそれぞれ単位面積、単位時間当りの降雨量および浸透量である。実河川の流域では、上述の面素の中においても局所的凹凸があり、地被状態も一様ではない。また降雨量、浸透能なども場所によつて変化しているのが普通である。そこで、こうした局所の変動の効果をあらわすため、京大速水博士の理論に従い、⁷⁾ (5.4.2)式に含まれるすべての項をある面積について平均操作を施す。すなわち、平均値を“ $\bar{\quad}$ ”を付して表わすと、

$$\left. \begin{aligned} H &= \bar{H} + \delta H, \quad U = \bar{U} + \delta U, \quad V = \bar{V} + \delta V \\ r &= \bar{r} + \delta r, \quad f = \bar{f} + \delta f \end{aligned} \right\} \quad (5.4.3)$$

$$\text{ただし、} \delta \bar{H} = \delta \bar{U} = \delta \bar{V} = \delta \bar{r} = \delta \bar{f} = 0$$

と書くことができる。さらに H を \bar{H} のまわりにテーラーの級数に展開すると、

$$\delta H = - \left(\frac{\partial \bar{H}}{\partial \Delta} \cdot \delta \Delta + \frac{\partial \bar{H}}{\partial l} \cdot \delta l \right) \quad (5.4.4)$$

となる。(5.4.3)および(5.4.4)式を(5.4.2)式に代入した後、ある面積について平均操作を行うと、

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} \Delta s \cdot \Delta l + \frac{\partial}{\partial s} (\bar{U} \cdot \bar{H} \cdot \Delta l) \cdot \Delta s - \frac{\partial}{\partial s} (\bar{\delta U} \cdot \bar{\delta s} \frac{\partial \bar{H}}{\partial s} \cdot \Delta l) \cdot \Delta s \\
& - \frac{\partial}{\partial s} (\bar{\delta U} \cdot \bar{\delta l} \frac{\partial \bar{H}}{\partial l} \cdot \Delta l) \cdot \Delta s + \frac{\partial}{\partial l} (\bar{V} \cdot \bar{H} \cdot \Delta s) \cdot \Delta l \\
& - \frac{\partial}{\partial l} (\bar{\delta V} \cdot \bar{\delta s} \frac{\partial \bar{H}}{\partial s} \cdot \Delta s) \cdot \Delta l - \frac{\partial}{\partial l} (\bar{\delta V} \cdot \bar{\delta l} \frac{\partial \bar{H}}{\partial l} \cdot \Delta s) \cdot \Delta l \\
& = (\bar{r} - \bar{f}) \cdot \Delta s \cdot \Delta l \quad \dots \dots \dots (5.4.5)
\end{aligned}$$

がえられる。さらに、水流の性質から、

$$\left. \begin{aligned}
\bar{\delta U} \cdot \bar{\delta s} &= \sigma_1, \quad \bar{\delta U} \cdot \bar{\delta l} = 0 \\
\bar{\delta V} \cdot \bar{\delta s} &= 0, \quad \bar{\delta V} \cdot \bar{\delta l} = \sigma_2 \\
&\text{および } \bar{V} = 0,
\end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (5.4.6)$$

と推定される。したがって、(5.4.5)式はつぎのように書くことができるだろう。

$$\begin{aligned}
& \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} \Delta s \cdot \Delta l + \frac{\partial}{\partial s} (\bar{U} \cdot \bar{H} \cdot \Delta l) \cdot \Delta s \\
& - \frac{\partial}{\partial s} (\sigma_1 \frac{\partial \bar{H}}{\partial s} \cdot \Delta l) \cdot \Delta s - \frac{\partial}{\partial l} (\sigma_2 \frac{\partial \bar{H}}{\partial l} \cdot \Delta s) \cdot \Delta l \\
& = (\bar{r} - \bar{f}) \cdot \Delta s \cdot \Delta l \quad \dots \dots \dots (5.4.7)
\end{aligned}$$

ここに、 σ_1, σ_2 は連水博士によつて定義された量で、一種の拡散係数であり、第2章の河道を流れる洪水流の流れ方向の混合の係数と同じ意味をもつものである。

つぎに、運動の条件式としては、流域の斜面こう配がかなり急であることを考慮すると、前節の場合と同様に、(5.3.6)式を採用してよいだろう。すなわち、

$$\bar{U} = (1/N) \bar{H}' I^{1/2} \quad \dots \dots \dots (5.4.8)$$

よつて、(5.4.7)および(5.4.8)式が河川流域における雨水流出に対する基礎方程式となる。

(3) 流体系と電気系の対応

流体系を電気系に直接対応させて、雨水流出に対する演算器を構成する方法は、いろいろと考えられるが、(5.4.7)および(5.4.8)式が河道における洪水流の基礎方程式(2.2.6)と同型であるので、河道用洪水追跡器の場合と同様な方法によるのが便利である。

すなわち、まず、簡単のために平均値をあらわす“—”を省略して、

$$W_1 = \frac{1}{N} H^{1+q} I^{1/2} - \sigma_1 \frac{\partial H}{\partial s} \quad \dots \dots \dots (5.4.9)$$

$$W_2 = -\sigma_2 \frac{\partial H}{\partial l} \quad \dots \dots \dots (5.4.10)$$

で定義される単位幅当りの s および l の方向の流量 W_1, W_2 を用いて、(5.4.7)式を書きかえると、

$$\frac{\partial H}{\partial t} \Delta s \cdot \Delta l + \frac{\partial}{\partial s} (W_1 \cdot \Delta l) \cdot \Delta s + \frac{\partial}{\partial l} (W_2 \cdot \Delta s) \cdot \Delta l = (\bar{r} - \bar{f}) \cdot \Delta s \cdot \Delta l \quad (5.4.11)$$

がえられる。

さて、普通用いられるように、流体量と電気量の対応を $\alpha, \beta, \gamma, \theta$ を変換係数とし

てつぎのように仮定する。

流体量	電気量
H (水深)	$= \alpha v$ (電圧)
$\Delta l \cdot W_1$ (流量)	$= \theta i_1$ (電流)
$\Delta l \cdot W_2$ (流量)	$= \theta i_2$ (電流)
$T - f$ (有効雨量)	$= \theta q'$ (電流)
Δ (距離)	$= \gamma \xi$ (距離)
l (距離)	$= \gamma \eta$ (距離)
t (時間)	$= \beta \tau$ (時間)

(5. 4. 1 2)

そこで、(5. 4. 1 2) 式を (5. 4. 9)、(5. 4. 1 0) および (5. 4. 1 1) 式に代入して、整理すると、

$$-\frac{\partial v}{\partial \xi} = -\frac{I^{1/2}}{N} \cdot \frac{\gamma \alpha^2}{\sigma_1} \cdot v^{1+\alpha} + \frac{\theta}{\alpha \sigma_1} \cdot \frac{i_1}{\Delta \eta} \quad (5. 4. 1 3)$$

$$-\frac{\partial v}{\partial \eta} = \frac{\theta}{\alpha \sigma_2} \cdot \frac{i_2}{\Delta \xi} \quad (5. 4. 1 4)$$

$$-\left(\frac{1}{\Delta \eta} \frac{\partial i_1}{\partial \xi} + \frac{1}{\Delta \xi} \frac{\partial i_2}{\partial \eta} \right) = \frac{\alpha \gamma^2}{\theta \beta} \cdot \frac{\partial v}{\partial \tau} - \gamma^2 q' \quad (5. 4. 1 5)$$

がえられる。さらに、上式において、

$$\left. \begin{aligned} R_1 &= \frac{\theta}{\alpha \sigma_1 \cdot \Delta \eta}, \quad R_2 = \frac{\theta}{\alpha \sigma_2 \cdot \Delta \xi} \\ R' &= \frac{I^{1/2}}{N} \cdot \frac{\gamma \alpha^2}{\sigma}, \quad C' = \frac{\alpha \gamma^2}{\theta \beta} \end{aligned} \right\} \quad (5. 4. 1 6)$$

とおき、 σ についてはそのままとし、 ξ, η についての階差式に書き直すと、

$$\left. \begin{aligned} -\Delta v &= R_1 \cdot \Delta \xi \cdot i_1 - R' \cdot \Delta \xi \cdot v^{1+\alpha} \\ -\Delta v &= R_2 \cdot \Delta \eta \cdot i_2 \\ -(\Delta i_1 + \Delta i_2) &= C' \cdot \Delta \xi \cdot \Delta \eta \frac{dv}{d\tau} - \gamma^2 q' \cdot \Delta \xi \cdot \Delta \eta \end{aligned} \right\} \quad (5. 4. 1 7)$$

となる。(5. 4. 1 7) 式は図 - 5. 4. 3 に示すように、 ξ 方向に、単位長当りの抵抗が R_1 で、かつ単位長当り $-R' v^{1+\alpha}$ なる非線型直列起電力が存在し、 η 方向に、単位長当りの抵抗が R_2 であつて、さらに、単位面積当りの静電容量および強制付加電流がそれぞれ C' および $\gamma^2 q'$ なる二次元電気系の方程式をあらわす。したがつて、図 - 5. 4. 3 で示される電気回路を構成し、与えられた条件の下で電流 i_1 を測定すれば雨水流出量が求められるわけである。

(4) 基礎方程式の簡易化

上述の図 - 5. 4. 3 で示される電気回路に対しては、第 2 章で述べた河道用洪水追跡器と同じような電気回路を利用すれば、比較的容易に演算回路を構成することができ、良好な結果がえられることが期待されるだろう。しかしながら、上の場合には基礎方程式が二次元のため、こうした演算器では多数の演算素子を平面的に接続する必

要があるので、実際の演算に際して、調整など取扱いがかなり繁雑となつて、実用的演算器とはいえないだろう。

そこで、基礎方程式 (5.4.7) に含まれる水理量に、等高線に沿つて $\int_0^L () dl/L$ なる平均操作を施し、同式中の“—”は省略し、上の平均操作による平均値をあらためて“—”であらわすと、

$$\left. \begin{aligned} H &= \bar{H} + \delta H, & \overline{\delta H} &= 0 \\ U &= \bar{U} + \delta U, & \overline{\delta U} &= 0 \\ \sigma_1 &= \bar{\sigma}_1 + \delta \sigma_1, & \overline{\delta \sigma_1} &= 0 \\ \sigma_2 &= \bar{\sigma}_2 + \delta \sigma_2, & \overline{\delta \sigma_2} &= 0 \\ r &= \bar{r} + \delta r, & \overline{\delta r} &= 0 \\ f &= \bar{f} + \delta f, & \overline{\delta f} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.4.18)$$

と書くことができる。ここに、 L は等高線の長さである。さて、(5.4.7) 式に (5.4.18) 式の関係を代入し、 l について 0 から L まで積分すると、形式的につぎのようになる。

$$\begin{aligned} & \int_0^L \frac{\partial}{\partial t} (\bar{H} + \delta H) \cdot \Delta s \cdot dl + \int_0^L \frac{\partial}{\partial s} \{ (\bar{H} + \delta H) (\bar{U} + \delta U) \cdot dl \} \cdot \Delta s \\ & - \int_0^L \frac{\partial}{\partial s} \{ (\bar{\sigma}_1 + \delta \sigma_1) \frac{\partial}{\partial s} (\bar{H} + \delta H) \cdot dl \} \cdot \Delta s \\ & - \int_0^L \frac{\partial}{\partial l} \{ (\bar{\sigma}_2 + \delta \sigma_2) \frac{\partial}{\partial l} (\bar{H} + \delta H) \cdot \Delta s \} \cdot dl \\ & = \int_0^L \{ (\bar{r} + \delta r) - (\bar{f} + \delta f) \} \Delta s \cdot dl \end{aligned} \quad (5.4.19)$$

上式は、 s 軸および l 軸が複雑な直交曲線座標であるために、容易に計算することができない。そこで、普通の直角座標の場合を基準として、形式的に、

$$\left. \begin{aligned} \int_0^L \frac{\partial}{\partial t} (\bar{H} + \delta H) \cdot \Delta s \cdot dl &= \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} \cdot L \cdot \Delta s + \varepsilon_1 \\ \int_0^L \frac{\partial}{\partial s} \{ (\bar{H} + \delta H) (\bar{U} + \delta U) \cdot dl \} \cdot \Delta s &= \frac{\partial}{\partial s} (\bar{U} \cdot \bar{H} \cdot L) \cdot \Delta s + \varepsilon_2 \\ \int_0^L \frac{\partial}{\partial s} \{ (\bar{\sigma}_1 + \delta \sigma_1) \frac{\partial}{\partial s} (\bar{H} + \delta H) \cdot dl \} \cdot \Delta s &= \frac{\partial}{\partial s} (\bar{\sigma}_1 \cdot L \frac{\partial \bar{H}}{\partial s}) \cdot \Delta s + \varepsilon_3 \\ \int_0^L \frac{\partial}{\partial l} \{ (\bar{\sigma}_2 + \delta \sigma_2) \frac{\partial}{\partial l} (\bar{H} + \delta H) \cdot \Delta s \} \cdot dl &= \varepsilon_4 \\ \int_0^L \{ (\bar{r} + \delta r) - (\bar{f} + \delta f) \} \cdot \Delta s \cdot dl &= (\bar{r} - \bar{f}) \cdot L \cdot \Delta s + \varepsilon_5 \end{aligned} \right\} \quad (5.4.20)$$

とおく。上の第 4 式の右辺が ε_4 とあるのは、この項が等高線に沿う流れの混合を示すものであつて、この混合による水の移動量を等高線に沿つて積分するわけであるが、表面水は平均的にみると等高線に沿つた流れは生ぜず、流域外に流れ出すことがないはずであるから、微小量 ε_4 とおいたのである。

したがつて、(5.4.20) 式を (5.4.19) 式に用いると、

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \bar{H}}{\partial t} \cdot L + \frac{\partial}{\partial s} (\bar{U} \cdot \bar{H} \cdot L) - \frac{\partial}{\partial s} (\bar{\sigma}_1 \cdot L \frac{\partial \bar{H}}{\partial s}) \\ & = (\bar{r} - \bar{f}) \cdot L - \frac{1}{\Delta s} (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 - \varepsilon_3 - \varepsilon_4 - \varepsilon_5) \end{aligned} \quad (5.4.21)$$

となる。ここで、上式において、右辺第2項の効果を μ の中に入れて、

$$\frac{\partial H}{\partial t} \cdot L + \frac{\partial}{\partial x} (T \cdot H \cdot L) = \frac{\partial}{\partial x} (L \cdot \mu \frac{\partial H}{\partial x}) = (r-f) \cdot L \quad (5.4.22)$$

と仮定しよう。ただし、(5.4.22)式においては簡単のために“—”を省略した(以下同様)。また同様な平均操作をすると、(5.4.8)式を、

$$D = (1/N) H^{1/2} I^{1/2} \quad (5.4.23)$$

と書くことができる。結局、(5.4.22)および(5.4.23)式を簡易化された雨水流出に対する基礎方程式とするのであるが、少なくとも(5.4.22)式が成立するかどうかは、これらの式を奥河川の雨水流出に適用してみて、その妥当性を検証しなければならないことはいうまでもない。

5) 演算器の構成

(5.4.22)および(5.4.23)式を電気系における方程式に書きかえるため、

$$W = \frac{1}{N} H^{1/2} I^{1/2} - \mu \frac{\partial H}{\partial x} \quad (5.4.24)$$

で定義される単位幅当りの流量 W を用いる。(5.4.23)式を(5.4.22)式に代入し、さらに(5.4.24)式の関係を用いると、

$$\frac{\partial H}{\partial t} \cdot L + \frac{\partial}{\partial x} (W \cdot L) = (r-f) L \quad (5.4.25)$$

がえられる。したがって、(5.4.12)式の場合と同様に、流体量と電気量の対応を

$$\left. \begin{array}{l} \text{流体量} \quad \text{電気量} \\ H = \alpha V \\ L \cdot W = \theta i \\ (r-f)L = \theta q \\ \rho = \gamma E \\ t = \beta \tau \end{array} \right\} \quad (5.4.26)$$

と仮定し、この関係を(5.4.24)および(5.4.25)式に用いて整理すると、

$$\left. \begin{array}{l} -\frac{\partial V}{\partial t} = \frac{\theta \gamma}{\alpha \mu L} i - \frac{1}{N} \frac{\theta \gamma}{\mu} V^{1/2} \\ -\frac{\partial i}{\partial t} = \frac{\alpha \gamma}{\beta \theta} \cdot L \cdot \frac{\partial V}{\partial x} - \gamma q \end{array} \right\} \quad (5.4.27)$$

がえられる。上式において、

$$C = \frac{\alpha \gamma}{\beta \theta} \cdot L, \quad R = \frac{\theta \gamma}{\alpha \mu} \cdot \frac{1}{L}, \quad k = \frac{1}{N} \frac{\gamma \alpha}{\mu} \quad (5.4.28)$$

とおくと、

$$\left. \begin{array}{l} -\frac{\partial V}{\partial t} = R i - k V^{1/2} \\ -\frac{\partial i}{\partial t} = C \frac{\partial V}{\partial x} - \gamma q \end{array} \right\} \quad (5.4.29)$$

となるが、さらに、

$$i_0 = (R) v^{1+d} = \frac{I^1}{N} \cdot \frac{a^{1+d} \cdot L}{S} v^{1+d} \quad (5.4.30)$$

とおくと、結局つぎのようになる。

$$-\frac{\partial v}{\partial x} = R(i - i_0), \quad -\frac{\partial i}{\partial x} = C \frac{\partial v}{\partial t} - r q \quad (5.4.31)$$

上式を x についての階差式であらわすと、

$$-\Delta v = R \cdot \Delta x \cdot (i - i_0), \quad -\Delta i = C \cdot \Delta x \frac{dv}{dt} - \Delta x \cdot r q \quad (5.4.32)$$

となるが、これらの式は第2章第2節で述べた河道用洪水追跡器の場合の(2.2.23)および(2.2.24)式と全く同様であり、ただ、連続の条件式に降雨に対応する $\Delta x \cdot r q$ の強制付加電流が加つただけであつて、その電気回路は図-5.4.4に示されている。すなわち、河道用洪水追跡器と異なる点は、追跡器では上流地点において水位または流量を与えるのに対し、本演算器では各地点に降雨があることであつて、時間的に変化する強制付加電流 $\Delta x \cdot r q$ が演算素子の各ブロックへの入力となる。

つぎに、こうした電気回路を実際に構成するには、洪水追跡器の場合と同様に、sharp cut-off 特性を有する五極真空管を利用し、図-5.4.5に示すような回路を用いればよい。ここで注意すべきことは、五極管を利用して、(5.4.30)式であらわされる v^{1+d} に比例した強制電流 i_0 をうるために、コンデンサー C の端子電圧 v の分圧用に抵抗 R_g を用いていることである。こうした場合には、(5.4.32)の後の式は、厳密には、

$$-\Delta i = C \cdot \Delta x \frac{dv}{dt} + \frac{v}{R_g} - \Delta x \cdot r q \quad (5.4.33)$$

となるので、実際の回路では v/R_g の項が他の項に比して十分無視できる程度に、 R_g を大きく選ばなければならない。

(6) 下流端条件

つぎに、(5.4.22)式したがって(5.4.31)式は x について2次、 t について1次の偏微分方程式であるので、一つの初期条件と、二つの境界条件が必要である。

初期条件としては、厳密には降雨のはじめにおける水深や流量を与えなければならないが、いまの場合のように洪水を対象とするような場合には、洪水の大きさが初期の水深や流量に比して非常に大きいこと、および基礎方程式が拡散型であるため、ある程度時間が経過した後は初期値の影響をほとんど受けないことなどの理由で、 $t = 0$ で $v = 0$ としてよいと考えられる。

境界条件は、 $x = 0$ の最上流端と $x = L$ の最下流端で与えればよいわけである。 $x = 0$ においては、明らか $w = 0$ 、したがって $i = 0$ としてよい。つぎに、 $x = L$ における条件は非常に複雑であつて、これを厳密に規定することはかなり困難である。しかしながら、こうした雨水流出量を求めようとする地点を河道が山地から平地に出る付近に選り、それより下流の有堤部では洪水追跡によることが望ましいので、雨水流出量を求めようとする懸案地点付近の河床こう配はかなり急であると考えてよいだろう。このような地点では、一般に、水深と流量の関係は一義的に決まり、ほとんど

その下流の流況の影響を受けないと考えてよい。逆にいうと、いま問題としている流域の下流端として、水深と水流の関係が一義的に定まり、他地点の流況の影響を受けないような地点を選ぶことにすると、この場合には (5.4.24) 式で $\partial H/\partial x = 0$ において、

$$L \cdot W = (L/N) H^{1+d} \quad (5.4.34)$$

とすることができるだろう。(5.4.34) 式を電気系に交換すると、

$$i = \frac{L \cdot I^{1/2}}{N} \cdot \frac{\alpha^{1+d}}{\theta} \cdot V^{1+d} \quad (5.4.35)$$

となるが、この式の電気回路は、図-5.4.5において、 $g \cdot \Delta \xi$ 、 $R \cdot \Delta \xi$ 、 $C \cdot \Delta \xi$ の三つの要素を取り除き、さらに電池 E_g の負極を接地することによつて、容易に構成することができるはずである。

(7) 演算器の設計とその適用例

1. 演算器の設計： (5.4.32) 式に基づく雨水流出用演算器の設計は、第2章で述べた河道用洪水追跡器の場合と同様の方法によつて行うことができるが、以下において、比較的無難と考えられる一つの設計法について述べよう。

まず、与えられた流域をいくつかのブロックに分けるかを定め、流域の最高および最低の標高を地形図から読みとり、その標高差を上で定めたブロックの数で割つて、各ブロックをはさむ等高線を定める。この場合には、必ずしも均等に分割する必要はなく、地形図に描かれている等高線が利用できるように適当に分割すればよい。こうして分割された流域において、相隣る二つの等高線ではさまれた部分の面積と各等高線の長さを測り、さらにこの面積をこれをはさむ二つの等高線の長さの平均値 L で割つて、分割流域の最急こう配方向の平均長さ ΔL の水平分値を計算する。この値と両等高線の標高差から、平均こう配 I および平均長さ ΔL が計算できる。

つぎに、こうして求められた ΔL の平均値を電気系における単位長に対応させることとすると、 γ の値が決定される。さらに、後述するように、記録装置、入力装置および演算回路の構成法などを考慮すると、この場合には演算器を *slow type* とする方が有利であるが、こうした事情から、 α と τ との対応を定めて、 β の値をきめる。また、(5.4.28) 式のはじめの2式から、

$$CR = r/\beta\mu \quad (5.4.36)$$

の関係が成立するから、適当な μ の値を仮定することによつて、 CR の値が求まり、適当に C と R を分離すれば、それぞれの値が定められるわけである。こうして定められた C および R の値を任意の等高線長に対応させることができるのでこれを等高線長 L_0 に対応するものとして、

C_0, R_0 としておく。この場合、これらの値は電氣的に容易に実現できるようなものにしておくことが必要である。さらに、(5.4.30) 式で示される強制電流 i_0 は五極真空管の $v_g \sim i_p$ 特性を利用して実現させるわけであるが、この場合に使用する五極管の特性によつて、(5.4.30) 式の関係が成立する範囲に制限があるので、与えられた流域の最大流量に対応する電流がこの範囲内におさまるようにして、流量と電流の

交換係数 θ の値を定める。ついで、(5.4.28)式のはじめの2式のいずれかを用いると、さきに定めた C_0 または R_0 の値と、 β および μ の値から、

$$C_0 = L_0 \alpha \theta / \beta \theta, \quad R_0 = E_0 / \mu L_0 \quad (5.4.37)$$

の関係によつて、適当な等高線長 L_0 を仮定すれば α の値が計算できる。この演算器では、入力降雨に対応する強制電流 $\beta q \cdot \Delta E$ であるので、これを確実に実現させるために、演算器の入力抵抗、したがつて演算回路の演算電圧 V があまり大きくならないことが望ましい。そこで、 L_0 をいろいろと仮定して、もつとも適切な α の値を求めるようにしなければならない。

このようにしてすべての値が決定できたわけであるが、実際の演算回路に挿入すべきコンデンサーと抵抗の値は、(5.4.28)、(5.4.32)および(5.4.37)の諸式からえられるつぎの式から計算することができる。

$$\left. \begin{array}{l} \text{コンデンサーの容量: } C \cdot \Delta E = C_0 \cdot \Delta E \cdot L / L_0 \\ \text{抵 抗: } R \cdot \Delta E = R_0 \cdot \Delta E \cdot L / L_0 \end{array} \right\} \quad (5.4.38)$$

また、与えられた流域に対して、(5.4.28)および(5.4.30)式中の μ および $I^{1/2}/N$ の値を理論的に確定することが困難であつて、十分な観測にまたなければならぬから、試作演算器においてはこれらの値がある程度可変であることが必要である。そのためには、 $I^{1/2}/N$ および μ の値に対しては、第2章第2節で述べた河道用洪水追跡器の場合と同様で、それぞれ図-5.4.5の分圧用抵抗 R_g および直列抵抗 R を可変にすればよい。また、 α の値に対しては、特性の違つた五管真空管を用いたり、あるいはグリッド・バイアス E_c を適当に選ぶことによつて、 $\alpha = 1/2$ の前後においてある程度可変にすることができる。

2. 適用例: 設計例として、由良川大野ダムより上流の約345 km^2 の流域について行つたものを述べよう

(a) 設計 この流域の最高地点は959 m、最低地点は約150 mで、標高差は約850 mである。まず、この流域を五つのブロックに分割することにしたが、中程度の標高の分割流域の面積が他の部分よりかなり大となることが予想されたので、等高線標高200 m、300 m、..... 900 mで流域を九つの領域に分け、1/50,000の地形図から、各等高線長、各領域の面積および斜面に沿う平均長を求めた。これら九つの領域を適当にまとめて五つのブロックとし、前述した手続きによつて設計したのである。

すなわち、 $\Delta E = 400 \text{ m}$ とすると、 $\beta = 4 \times 10^2$ がえられ、電気系の0.1 secを流体系の1 hrに対応させると、 $\beta = 3.6 \times 10^4$ となる。したがつて、 $\mu = 10^2 \text{ m-sec/unit}$ と仮定すると、 $C_0 R_0 = 3.2 \times 10^{-2} \text{ sec}$ となり、 $R_0 = 5.8 \text{ k}\Omega$ に選ぶと $C_0 = 5.55 \mu\text{F}$ となる。つぎに、大野ダム付近における最大洪水量を3,000 m^3/sec と仮定し、五極管として68 J 7を使用すると $(i_p)_{\max} = 5 \text{ mA}$ であるので、これらの関係から、 $\theta = 6 \times 10^5$ がえられる。さらに標準の等高線長を $L_0 = 2 \times 10^4 \text{ m}$ とすると $\alpha = 1.5 \times 10^{-2}$ がえられ、すべての常数が決定されたわけであるが、これらの値を一括表示すると、表-5.4.1のようである。

表 - 5. 4. 1 由良川における流体系と電気系の対応

流 体 系	電 気 系	変換係数
H (meter)	V (volt)	$\alpha = 1.5 \times 10^{-2}$
t (sec)	τ (sec)	$\beta = 3.6 \times 10^4$
δ (meter)	E (mesh)	$\gamma = 4 \times 10^2$
L, W (m^3/sec)	i (ampere)	$\theta = 6 \times 10^5$
$\mu = 10^2 m\text{-sec unit}$ $L_0 = 2 \times 10^4 m$		
$\left. \begin{array}{l} \mu = 10^2 m\text{-sec unit} \\ L_0 = 2 \times 10^4 m \end{array} \right\} \text{ に対して } \begin{array}{l} C_0 = 5.55 \mu F \\ R_0 = 5.34 \Omega \end{array}$		

なお、 I^H/N および μ の値と i_0 および R との関係は、(5.4.28) の第2式および (5.4.30) 式から容易に計算することができる。

つぎに、雨水流出用演算器では、降雨に対応する強制電流 $\delta q \cdot \Delta x$ が入力となるわけである。いまの場合には、有効雨量 $r_e = r - f$ と全強制電流 $q_t = \sum_{i=1}^n \delta q_i \cdot \Delta x_i$ との関係は、

$$q_t = 0.16 r_e, \quad q_t : mA, r_e : m\%hr \quad (5.4.39)$$

となるが、各演算素子に挿入すべき電流は、上式で与えられる q_t の値を各素子が代表する流域面積に比例配分すればよい。ここで注意すべきことは、 C_0, R_0 などの計算に用いた ΔL は斜面に沿った長さであり、したがって $\sum L \cdot \Delta L$ は斜面の面積となるが、降雨は斜面に直角に降らず、測定された降雨量は一般に水平面の単位面積当りの量である。よって、(5.4.39) 式の計算に使用する流域面積としては、流域を水平面に投影した面積、換言すると普通の地形図で測られた面積をそのまま用いなければならない。

(b) 適用 このようにして計算された設計値を用いて試作した雨水流出用演算器の概要を述べよう。試作に当り、精度は誤差 2~3 % を目標とした。

(1) 演算素子、図 - 5. 4. 6 は演算素子の回路図であるが、第2章で述べた河道用洪水追跡器と同様であるので説明を省略する。

(1A) 入力装置、入力装置は関数発生装置と強制電流交換装置からできているが、図 - 5. 4. 7 は前者の原理を示すものである。一つの potentiometer と、多数のベークライト板と銅板とを交互に重ね合わせて銅板3個ずつを高抵抗で結んだ棒状のものからできている。前者の potentiometer からは 1 volt 間隔に 100 個のタップ [A] が出され、後者からも 100 個のタップ [B] が出されている。そこでブラッシュを銅板3枚を 0.1 sec の割合で走行させると、タップ [B] の一つ一つは、0.1 秒間隔 (流体系では 1 hr) の時刻に対応することになる。いま、[B] の各タップと、それぞれの時刻に対応する有効雨量に比例した電圧をタップ [A] の中から選んだものとを互に連結し、雨量が零のときにはアースに結んだ後にブラッシュを走行させると、ブラッシュには与えられた有効雨量に比例した電圧変化がえられるわけである。一般に有効雨量は一定時間内の平均値として与えられる場合が多く、かつその変化の割合がかなり大きいため、このような関数発生装置を採用したのである。

つぎに、関数発生装置でえられた電圧変化で表わされた有効雨量は、強制電流として演算素子へ挿入する必要がある。そのため、入力電圧に比例した出力電流をうる装置が必要で、著者は比較的簡単でかつ十分な精度を有するものとして、図 - 5. 4. 8 で示されるような回路を使用した。すなわち、五極管 V_1 のスクリーングリッド電圧 E_{g2} を一定とすると、プレート電圧 E_p がかなりの範囲で変動しても、プレート電流 i_p には

ほとんど変化がなく、プレート回路乙に対して強制電流とみなされるという特性を利用している。同じく五極管 V_2 のプレート電流 i_2 は、 V_1 のグリッド・バイアス E_c を適当に選んだときに乙に流れる無効電流を打ち消すためのものである。また、 R_1 は V_1 の入力電圧と出力電流の直線性をよくし、 R_2 は i_2 を一定に保つためにカソード側に挿入した抵抗である。その特性を図-5.4.9に示したが、直線性はかなり良好で、いまの目的に対して十分な精度をもつものであることがわかる。

(13) 記録装置、記録器にはインキ書きオットロググラフを用い、その増幅器は演算器の回路状態を乱さないように入力抵抗の十分大きいものを使用した。

(14) 演算器の構成、上に述べた諸装置を連結すれば、演算器を構成することができるわけである。すなわち、図-5.4.10にそのブロック・ダイアグラムを示したように、まず有効雨量に比例した電圧が関数発生装置で作られて強制電流変換器に入る。この強制電流が演算器に対する入力となるわけであるが、各演算素子に対する入力の大きさは、各素子が代表する流域面積に比例しなければならない。そこで、各素子に対して一つずつの強制電流変換器があることが望ましいが、経済的でない上に取扱いが繁雑となるので、この図では一つの装置で発生された強制電流を、各演算素子が代表する流域面積に逆比例し、しかも演算回路の状態を乱さないような高抵抗 R_1, R_2, \dots, R_5 を通して、各素子に挿入するようになっている。したがって、この場合に発生すべき強制電流は、(5.4.39)式で与えられる値とすればよいわけであつて、取扱いがきわめて簡単になる。また、降雨を上述のような方法で演算器に加えるためには、演算回路の入力抵抗の小さいことが望ましいが、こうした意味から、本節(7)1で述べたように、電圧の変換係数 α を大きく選んで、演算電圧を小さくしたのである。

このようにして、各演算素子に有効降雨に対応した電流が加えられて演算が行われるわけであるが、図中のF.O.IおよびF.O.IIは、図-5.4.4に示す演算素子の非線型強制電流が $i_p = i_0 \propto V^{1/2}$ となるように適当なグリッド・バイアス E_c を選ぶときに生じる無効な電流を吸収するための装置である。また、B.O.は下流端の条件(5.4.35)式を与える素子であり、さらに、抵抗 R はその中を演算電流 i が流れるとき、その端子電圧が i に比例するので、この電圧を記録器で記録させて、所要の解すなわち雨水流出量を求めるために挿入されたものである。

(V) 適用例、図-5.4.11は由良川の大野ダムより上流の流域を対象として、昭和27年7月の洪水について行つた演算結果であつて、実測値と演算結果とはかなりよく一致しており、こうした演算器が雨水流出の問題解明に対して非常に有用であることを示すものと考えてよい。なお、この演算では有効雨量の推定には、石原教授らの研究成果¹⁸⁾を借用してHorton型の(5.2.27)式を用い、流出量としては次節で述べるように、表面流出と中間流出とを考え、地下水流出だけを除いている。

(8) まとめ

本節においては、雨水流出の問題を、雨水が地表水となつて地表を流下する現象と考へて、純水理学的に取り扱い、速水博士の理論を応用して雨水流出に関する基礎方程式を導き、この式を直接電氣的に模擬した雨水流出用演算器について述べた。えられた結果を列挙するとつぎのとおりである。

1. 雨水流出に対する基礎方程式は (5.4.7) および (5.4.8) 式であらわされ、図 - 5.4.3 に示される電気回路で相似演算器を構成することができて、かなり良好な結果が期待される。

2. 上述の基礎方程式の簡易式として、(5.4.24) および (5.4.25) 式がえられ、これらの式によつて雨水流出用演算器を構成することができたが、その結果河道用洪水追跡器用演算素子をそのまま使用できることがわかった。

3. 図 - 5.4.7 および図 - 5.4.8 に示されている関数発生装置および強制電流変換装置を用いることによつて、十分な精度をもつて入力装置を構成することができた。

4. 地下水流出を除いた流出量を対象として行つた演算結果はきわめて満足すべきものであつて、この演算器が雨水の流出機構の解明および洪水予報、洪水防禦などの治水上の重要な課題に大いに役立つものと考えられる。

第5節 雨水流出用演算器の実河川への適用と雨水流出の基礎的特性の研究

(1) 演算器の実河川への適用

前節で述べた雨水流出用演算器を実河川へ適用するに当つては、平均流速公式(5.4.24)の V および L の値や流域の状態を示すパラメーター μ の値の決定、有効降雨や流出成分の分離など多くの問題がある。以下においてこれらの問題について若干の考察を加えよう。

1. 流出成分の分離： 一般に、河川流出はその流出経路によつて、表面流出、中間流出、地下水流出および河道に直接降つた雨水の流出に分けられるといわれている²⁷⁾。河道に降つた雨の流出は概念的には表面流出として取り扱うことができるから、これは広い意味での表面流出に含めて考えてよいだろう。このように考えると、河川流出には表面流出、中間流出、地下水流出の3成分があることとなるが、これらの流出成分を分離しようとする試みには、単位図的方法によるもの²⁸⁾、速水博士による水塊分析によるもの⁷⁾など多大の努力が払われているにもかかわらず、十分な説明が行われるまでには至っていない。

さて、地下水流出は雨水が地中へ浸透して地下水面に達した後、地下水流となつて流出する成分であつて、その現象はかなり緩慢でかつ流量も比較的少ないのが普通である。中間流出は、雨水が一度地中へ浸透し、地下水面まで達することなく再び地上に現われて流出するものとして定義されており、表面流出と地下水流出の中間的流出成分を意味し、洪水期間においてかなりの変化を示しかつ比較的多量であるといわれている。ところで、流出問題に対して、われわれが直接観測しうる物理量は、降雨量と下流観測地点における流出量だけである。また、上述したような流出成分の分離が、たとえ完全に行われたとしても、流出現象がこれらの各流出成分を別々に取り扱つて加え合せられるような現象、換言すると線型的現象でない限りは、流出現象を解明し出水の大きさを予知することはできにくいと考えられる。本章第3節および第4節で述べたように、少なくとも表面流出は線型的現象ではないのである。

そこで、地下水流出はその量が少なく、分離も比較的容易であること、しかも分離の際の誤差が洪水の流出量の推定に及ぼす影響が小であると考えられること、およびB.C.van't Woudtの実験¹⁴⁾からわかるように、中間流出は比較的地表面の近くの現象であることなどを考慮すると、初歩的な方法ではあるが、E.E.Foster²⁹⁾が行っているように、現状では流出成分をわけて、表面流出と中間流出とを一緒にした直接流出と、地下水流出をあらわす基底流との二つにすることも一法であると思われる。流出成分を上述のように二つの成分にわけて考え、さらに、直接流出に対して等価的な水深 h を仮定すると、直接流出は流域全面に広がった現象と考えることができるので、前節で述べた理論を拡張して適用してよいであろう。

2. 有効雨量： 本章第2節で取り扱つた流域の平均浸透能は、地表面から地中へ浸透するすべての雨水を対象としており、浸透水の中には中間流出となるべき雨水も含まれていた。しかしながら、中間流出が地表面の近傍における現象であることを考

えると、それ以下の深い地中へ浸透する雨水を対象とした場合にも、第2節と同様な取扱いをすることが出来るはずである。したがって、流出成分を直接流出と基底流の二つにわけて考えようとするいまの場合には、浸透能も地下水流出となるべきものを対象としなければならないことになり、しかも第2節で述べた理論的考察および多くの研究者¹¹⁾によつて実証されているように、Horton型の浸透能曲線が成立するとしてよいだろう。

つぎに、本章第3節で述べたように、降雨が止んだ後も地表に雨水が存在する間は浸透が続くと考えられるが、流出成分を上述のように仮定し、大筋的に雨水流出を取り扱おうとするときには、こうした比較的微細な効果しかない現象は無視してもよいだろう。

このように考えると、有効雨量 γ_e としては、

$$\gamma_e = \gamma - f \geq 0 \quad (5.5.1)$$

によつて計算されるものを採用すればよいわけである。

3. μ, N および λ の値の決定: (5.4.24) 式中の μ, N および λ の値は、現在のところ予め明確に求めることはできない。比較的变化の少ない草地からできている流域の場合には、V. J. Palmer の実験²²⁾から近似的に Manning 型の平均流速公式が成立し、 $\lambda = 2/3$ としてよい。しかしながら流出成分を上述のようにわけ、仮想的な水深を考える場合には、当然これとは異なってくるだろう。したがって、河道用洪水追跡器の場合に第2章第4節で述べたと同様に、いろいろの μ, N, λ の値に対し多数の演算を行つて実測値と比較し、もつとも妥当な値を見出すようにしなければならない。

前述の図-5.4.11の例は、基底流を一定とし、(5.2.27)式を用いて(5.5.1)式によつて有効雨量を求めて行つた演算例である。また、由良川流域に対して調整された演算素子の特性から λ の値を求めたところ $\lambda = 2/3$ となり、こうした直接流出を対象とし等価水深を仮定する場合にも、ほぼ Manning 型の平均流速公式を用いてよいことがわかつた。つぎに μ の値は $m-sec$ 単位で $10 \sim 10^2$ 、 N の値は $2 \sim 3$ の程度となつておるが、 μ の値は河道の場合の河相係数 $\mu \neq 10^4$ よりかなり小であり、また N の値は普通の Manning の粗度係数 N の値に比較して非常に大きな値をとるようである。図-5.4.11をみると、演算結果と観測値とはかなりよく一致しているが、現在のところ工学的実用性という点からすると、浸透能として Horton 型の式を用い、さらに流出成分を直接流出と地下水流出(基底流)とにわけて取り扱い、結果を再び加え合せることができると仮定することによつて、十分な精度の演算を行うことができることを示すものである。

(2) 雨水流出の基礎的特性

雨水流出の問題では、対象としている河川流域の形状、斜面こう配、地被状態などが千差万別であつて、たとえばある流域における流出量とそれと同一の降雨条件のもとでの他の流域の流出量との間にはかなりの相違があると考えられる。いろいろの流域で求められた普通の単位図の形状もかなり異なつた形をしてくるといわれている。

そのうえ、雨水流出の基礎方程式が非線型であるため、現象の一般的特性を見出すことはかなり困難な問題と考えられる。

こうした観点から、岩垣博士は矩形の流域を考えて、雨水流出の問題を特性曲線法によつて説明しようとし、流出問題のうちの流出機構の水理学的基礎研究として注目すべき成果を収められている。⁶⁾ こうした面からの研究は雨水流出の機構解明の上からは、特に優れたものと考えられるが、前述したように、実際の河川流域ではこのような単純な条件ではなくて、雨水の流出点は複雑な流域の条件たとえば流域の平面的な形状や各支川の分布状況などによつて直接影響を受けるので、河川流域における雨水流出の特性を論ずるには、実際の流域を対象としなければならない。また、上述したように実際の流域では各流域によつて条件がかなり異なるので、以下においては、由良川を対象として試作した演算器を用いて、由良川流域についての流出の特性を調べた結果を述べ、一般的特性について若干の考察を加えることにした。

1. 段状波の場合：

$$\left. \begin{array}{l} \text{初期条件：} t=0 \text{ で } Q=0 \\ \text{境界条件：} A=0 \text{ で } Q=0 \\ \quad A=A_0 \text{ で (5.4.34) 式} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (5.5.2)$$

の場合に、 $t > 0$ に対して $\gamma_e =$ 一定の有効降雨が無限に続くときの解が図-5.5.1の実線で示されている。また、上の場合の定常状態のとき $t=0$ で急に雨が止んだとした場合の解が同図の破線で示されている。

急に降雨がある場合の解すなわち実線をみると、初め流量は比較的長期間にわたつてゆっくり上昇し、その後は急激に増加し、定常状態に近づくにつれて再び上昇率が低下して遂には定常に達している。つぎに降雨が止んだときの解である破線をみると、比較的短時間で急激に流出量が低下し、その後次第に低下の割合が減少しやがて零となつている。このように急に降雨がある場合と降雨が止んだ場合とでは、解の特性がかなり変わっており、また図から明らかなように降雨強度によつても非常に変化している。もし線型現象であるならば、これらが全く同じになるはずであるから、この場合は非線型の要素の効果がかなりきいているといえるだろう。

つぎに、急に降雨がある場合にたとえば $\gamma_e = 20 \text{ mm/hr}$ のときの解をみると、 $t=4 \text{ hr}$ 程度まではほぼ直線的に上昇し、 $t=5 \sim 6 \text{ hr}$ の間で急激に増加している。したがつて、降雨の継続時間が2～3時間程度のときと4～6時間程度のときとで最大流出流量を比較すると、前者に比較して後者のが異常に大となることが予想される。こうした特性は現在広く用いられている単位図法において、いわゆる unit time をいかにして定めるかという問題に対して、一つの指針を与えるものと考えられる。

2. 矩形波の場合： 図-5.5.2は、単位図法の合理性を検討し、あわせて非線型要素の効果を調べるために unit time を2時間として、 $\gamma_e = 10, 15, 20 \text{ mm/hr}$ の場合の流出量を計算した結果を示したものである。横軸には時間を、縦軸には Q/Q_2 にさらに $20/\gamma_e$ を乗じたものをつて示されている。ここに、 Q_2 は $\gamma_e = 20 \text{ mm/hr}$ のときの最大流出流量である。このような座標をとると、横軸と流出量を示す曲線で囲まれた面積が一定となるはずであり、もし単位図の仮定が成立するならば、すべてが同一の曲線で示されるはずである。しかしながら、同図からわかるように、降雨強度によ

つて流出量曲線が異なっており、降雨量が大なるほど、最大流出流量が大きく、かつピークの生起する時間も早くなっている。こうした特性は、単位図に関する従来の研究においても認められており、¹⁾ 単位図法の実用性を高めるために降雨強度によつて単位図を変化させようとする試みが行われ、良好な結果がえられているのであつて、^{3), 4)} こうした方法にある程度の理論的根拠を与えるものであるといえよう。

図-5.5.3は継続時間の異なる二つの同じ強度の降雨が、4時間の間隔をおいて降った場合の流出量を求めた結果であつて、はじめに継続時間の短い雨がある場合は流出量曲線が急峻でピークも大である。これは、はじめに降雨があると、流域に雨水が溜まり、後続の大きな降雨が流出しやすくなつて、一時に流れ出すためと考えられる。

(3) む す び

本節においては、前節で述べた雨水流出用演算器を実河川へ適用する際の問題点を明らかにし、その適用法について述べ、さらに雨水流出に関する基礎的特性を試作演算器を用いて調べた結果について説明した。つぎにえられた結果を結論的に述べると、

1. 流出成分の分離は、現在のところ、直接流出と地下水流出の二つに分けて取り扱うのが、試作した雨水流出用演算器を利用するうえからは便利である。

2. 有効雨量は、Horton型の浸透能曲線を用いて、(5.5.1)式から計算する従来の方法をそのまま用いてよいようである。

3. 基礎方程式(5.4.24)式中に含まれている μ , N , λ の値は観測によつて求める以外には方法はないが、由良川流域に対してこれらの値を求めたところ、 $m-sec$ unitで $\mu=10\sim10^2$, $N=2\sim3$, $\lambda=2/3$ であつて、近似的にManning型の平均流速公式を用いてよいことがわかつた。

4. 雨水流出現象においては非線型要素の効果がかなり大であることが確認された。

5. 従来の単位図法に対するある程度の理論的根拠が明らかにされ、その結果降雨強度によつて単位図を変えることが工学的実用性からすると、きわめて有効であることが予想される。

第6節 結 論

本章においては、雨水流出に関して、流域の平均浸透能と有効降雨、雨水の流出機構、並びに電氣的直接相似法による雨水流出用演算器の理論およびその応用例と雨水流出に関する基礎的特性について述べたが、これを要約するとつぎのとおりである。

1. 流域の平均浸透能と有効降雨： 浸透能は、雨水の土中への不飽和浸透によるものと考えることができる。不飽和浸透に関する基礎方程式は、

$$\frac{\partial (\rho m)}{\partial t} = \text{div}(\rho k \text{grad } \Phi)$$

$$\Phi = \varphi + p - z \cos \theta - x \sin \theta$$

で与えられる。これらの式を流域の条件を加味して解くと、(5.2.14)式(5.2.19)式などによつて浸透能が与えられることとなるが、十分な時間が経過した後の浸透能は、結局 Horton 型の

$$f = (f_0 - f_c) \exp(-\alpha t) + f_c$$

で与えられる。

また、こうした考え方によると、流域の初期浸透能 f_0 は流域を構成する土層の含水量に比例することになり、土中の含水量の変化を同じく不飽和浸透の考え方から解析すると、

$$m_0 - m_d = (m_c - m_d) \exp(-\beta t)$$

で与えられるが、この関係から初期浸透能の回復を示す方程式は、

$$f_0 = f_d + (f_c - f_d) \exp(-\beta t)$$

となる。

浸透能に関する以上の考察は、十分に時間が経過した後のことであるが、降雨の初期においては雨量強度が小であることなどの理由から、結局のところ有効雨量の算定に対しては全期間にわたつて上述の諸式をそのまま適用してよいと考えられる。こうした関係を実証するために、京大石原教授らの由良川流域に関する研究成果を用いたところ、きわめて良好な結果がえられた。また、浸透能および初期浸透能の回復を示す方程式中の減衰係数 α および β は不飽和浸透に関する拡散係数 D に比例するのであるが、両状態における土砂の含水量からすると D の値が1.0倍程度異なり、したがつて α の値が β の1.0倍程度となることが予想され、同じく由良川流域の例において、こうした関係を実証することができた。

この場合問題となるのは流出成分の分離である。流出成分には表面流出、中間流出、地下水流出があるが、中間流出は地表近くの現象であつて、しかも流域全体に広がつたものであり、たとえ流出成分が上述の三つに完全に分離されても現象が非線型要素を多分に含むと考えられるので、これらを合成する際にかんがりの困難をとまなうはず

である。したがって、中間流出を表面流出に含ませて、流出成分を直接流出と地下水流出の二つとすることが現状に適したものと考えられる。こうした意味から、上述の浸透能に関する諸関係も直接流出を対象とするものと考えられる。

2 雨水の流出機構： 雨水の流出機構に関しては、京大の岩垣、速水両博士によって水理学的に解明されたが、本章においては、これらと同様な取扱いによつて、特性曲線法を利用して任意の降雨条件に対する計算法を提案した。

つぎに、この方法によつて、Hortonらが行つた散水実験の結果を解析し、きわめて良好な結果をえるとともに、浸透能に関する本章での考察の妥当性を確認し、さらに小流域を対象とする場合には、降雨が止んでも地中に雨水が存在する限り浸透能を考慮しなければならないことを明らかにした。

さらに、こうした散水実験の解析結果や速水博士の研究成果などを基礎として、等高線とこれに直交する曲線からなる直交曲線座標を用い、実際の河川流域の雨水流の基礎方程式として、

$$W_1 = \frac{1}{N} H^{1+\mu} I^{1/2} - \sigma_1 \frac{\partial H}{\partial s}, W_2 = - \sigma_2 \frac{\partial H}{\partial l}$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} \cdot \Delta s \cdot \Delta l + \frac{\partial}{\partial s} (W_1 \cdot \Delta l) \cdot \Delta s + \frac{\partial}{\partial l} (W_2 \cdot \Delta s) \cdot \Delta l = (r-f) \cdot \Delta s \cdot \Delta l$$

を導いた。

3 雨水流出用演算器と雨水流出の特性： 上式を用いて直接相似法による電氣的演算器を構成することができるのであるが、取扱いがかなり複雑となるので、上式の簡易式として、

$$W = \frac{1}{N} H^{1+\mu} I^{1/2} - \mu \frac{\partial H}{\partial s}$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} \cdot L + \frac{\partial}{\partial s} (W \cdot L) = (r-f) \cdot L$$

を導き、この式を用いて雨水流出用演算器を試作した。この試作器を由良川流域に適用したところ、きわめて良好な結果がえられ、直接流出を対象としたときの流出機構は近似的に上式で示されることが確認された。

最後に、試作器を用いて雨水流出の特性を調べたところ、基礎方程式中に含まれる非線型要素の効果がかなり大であることがわかった。また、従来の単位図法に対する検討を行い、降雨強度によつて単位図を変化させるという方法はある程度の理論的根拠をもち、しかも実用性の面からはきわめて有効であることを認めたが、この場合、いわゆる unit time をいかにえらぶかが非常に重要な問題となることを明らかにすることができた。

しかし、実際の河川流域ではかなり複雑な条件であるので、浸透能に関する著者の考察を直接実証するには、現地における詳細な観測によるべきことはいうまでもない。したがって、浸透能に関する上述の研究はその考え方を示すものであつて、これを足掛りとして発展することを期待するとともに、試作した雨水流出用演算器を用いて詳細な計算を行い雨水流出の実態が完全に解明され、さらに演算器が改良されて、洪水予報、洪水防禦の面に大いに寄与するようになることを切望するものである。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎, 田中要三, 金丸昭治: わが国における単位図の特性について, 土木学会誌, 第41巻, 第3号, 昭31.3, pp.102~107.
- 2) 立神弘洋: 木曾川洪水の水文学的研究, 昭29.4.
- 3) 石原藤次郎, 金丸昭治: 降雨条件の変動による単位図の変化について, 土木学会論文集, 第32号, 昭31.3, pp.50~56.
- 4) 石原藤次郎, 高瀬信忠: 流出調数による由良川出水の解析, 土木学会論文集, 第57号, 昭33.7, pp. 1~6.
- 5) Sinclair, J.D., and Hamilton, E.L.: Streamflow reaction of a fire-damaged watershed, Proc. ASCE, Vol. 81, No.629, 1955.
- 6) Iwagaki, Y.: Fundamental studies on the runoff analysis by characteristics, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ, Bulletin No.11.1955.
- 7) 速水頌一郎: 降雨の流出解析について, 京都大学防災研究所創立5周年記念論文集, 昭31.11, pp.168~180.
- 8) Horton, R. E. ; Analysis of runoff-plat experiments with varying infiltration-capacity, Trans. AGU, Vol. 20, 1939, pp.693~711.
- 9) Swartzendruber, D., and Huberty, M. R.; Use of infiltration equation parameters to evaluate infiltration differences in the field, Trans. AGU, Vol. 39, 1958, pp. 84~85.
- 10) Philip, J. R. ; The theory of infiltration ;4.Sorptivity and algebraic infiltration equations, Soil Science, Vol.84, No.3, 1957, pp.257~264.
- 11) 石原藤次郎, 金丸昭治, 中川博次: わが国河川の総合単位図の研究, 京都大学防災研究所創立5周年記念論文集, 昭31.11, pp.181~190.
Linsley, R.K., Kohler, M.A., and ²⁾Palhus, J.L.H.: Applied hydrology, McGraw-Hill, N.Y., 1949, pp.309~315.
- 12) Philip, J.R.: The theory of infiltration ;3.Moisture profiles and relation to experiment, Soil Science, Vol.84, No.2, 1957, pp.163~178.
- 13) Philip, J.R.: The theory of infiltration; 1. The infiltration equation and its solution, Soil Science, Vol.83, No.5, 1957, pp. 345~358.
- 14) van't Woudt, B.D.: On factors governing subsurface streamflow in volcanic ash soils, New Zealand, Trans.AGU, Vol.35, 1954, pp.136~144.

- 15) Philip, J.R.: The theory of infiltration; 5. Influence of initial moisture content, Soil Science, Vol.84, No.4, 1957, pp.329~340.
- 16) Linsley, R.K., Kohler, M.A., and Paulhus, J.L.H.; Applied hydrology, McGraw-Hill, N.Y., 1949, p.313.
- 17) 田中茂, 石原安雄, 松梨順三郎: 土中含水率の長期測定装置の試作について, 第3回水理研究会講演会前刊, 昭.33.5.
- 18) Ishihara, T., and Kanamaru, A.; On the application of the unit hydrograph method to runoff analysis for rivers in Japan, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto Univ., Bulletin No.19, 1958.
- 19) Beutner, E.L., Gaebel, R.R., and Horton, R.E.; Sprinkled-plat runoff-and infiltration experiments on Arizona Desert-Soils, Trans. AGU, 1940(Pat II), pp.550~551.
- 20) Zoch, R.T.: Progress report on investigation of the relation between rainfall and stream-flow, Trans. AGU, 1937(Part II), pp.425~426.
- 21) 末石富太郎: 特性曲線法による出水解析について——雨水の流出機構に関する研究(第2報), 土木学会論文集, 第29号, 昭.30.9.
- 22) Palmer, V.J.; Retardance coefficients for low flow in channels lined with vegetation, Trans. AGU, Vol.27, 1946, pp.187~197.
- 23) Sherman, L.K.; Streamflow from rainfall by the unit-graph method, ENR, Vol. 108, 1932, pp.501~505.
- 24) Bernard, M.; An approach to determinate streamflow, Trans. ASCE, Vol.100, 1935, p.347.
- 25) Paynter, H.M.; Methods and results from M.I.T. studies in unsteady flow, Journal. BSCE, Vol.39, No.2, 1952, pp.120~165.
- 26) Lawler, E.A., and Druml, F.U.; Hydraulic problem solution on electronic computers, Proc. ASCE, Vol. 84, NO. JW1, 1958, Paper NO. 1515.
- 27) Linsley, R.K., Kohler, M. A., and Paulhus, J.L.H.; Applied hydrology, McGraw-Hill, N.Y., 1949, pp. 387~390.
- 28) 同上, pp. 397~404.
- 29) Foster, E.E.; Rainfall and runoff, Macmillan Co., N. Y., 1949, pp. 299~307.

第 6 章 結 語

以上本論文は、河川の流域から河道を経て河口に至る間の洪水現象を主として水理学的立場から考究した結果に基づいて、雨水流出と貯水池および河道における洪水流に対し、直接相似法による電氣的演算器を試作するとともに、試作演算器を用いて洪水現象および洪水調節などの究明に努めたものであるが、その成果を要約するとつぎのようである。

まず、第 1 章においては、かなり複雑な自然現象である洪水を水理学的に考察し、その追跡や実態解明などに対して、直接相似法による電氣的演算器がきわめて有効であることを明らかにするとともに、本文の立場とその論点について述べた。

第 2 章においては、河道を流下する洪水流を取り扱い、河道用洪水追跡器とその実河川への適用法について論じ、追跡器によつて詳細な演算を行つて、河道における洪水流の一般的特性を究明するとともに、淀川における洪水流の実態を解明した。すなわち、京都大学速水教授の洪水理論に従つて、洪水流を流れ方向の混合を伴う水流と考え、河幅が比較的一様な河道における洪水流の基礎方程式として、非線型偏微分方程式を導き、その特性を調べた。ついで洪水追跡に積極的に利用できるような演算器としては、直接相似法による電氣的演算器がもつとも有利であることを確かめ、抵抗とコンデンサーを有するケーブルに五極真空管を利用した非線型強制電流を付加した相似電氣回路によつて、演算器の構成に成功したが、実河川における実測結果を参照して、試作演算器の性能を調べたところ、きわめて満足すべきものであることがわかった。さらに、この試作器を用いて、河幅一定の場合の洪水流の一般的特性を調べた結果、非線型要素の効果がかなり大きく、また、洪水波の伝播速度は主として河床こう配、粗度係数および最大波高に関係し、波長の低減率は上の三者のほかは河相係数と洪水の継続時間にも関係するが、これらの要素を含む無次元のパラメーターを導入することによつて、その関係を定量的に表示することに成功するとともに、河道貯留の効果をあらわす量として、河道貯留量と流量の比が最適であることを示した。

つぎに、河川の分合流、支川の流入、遊水池、上流端および河口における条件などについて論じ、試作器の回路常数を变化したり、付加的装置を適宜取り入れることによつて、この追跡器が比較的容易に一般の河川に適用できることを示した。また、筑後川および木津川における過去の洪水記録を洪水追跡器によつて解析し、基礎方程式に含まれる常数の变化を求めて、これらの河川の河相の経年変化を具体的に表示した。最後に、追跡器によつて、実河川における洪水流の実態を的確に把握しようとした実例として、淀川における追跡器について述べ、多数の演算を行つて、木津川、宇治川、桂川の三川合流の問題を詳細に論じ、こうした場合の河道貯留の効果を明らかにするとともに、上流地点での洪水流の特性と支川の流入量を考慮した新しい洪水予報の方法を提案した。

第 3 章においては、貯水池における洪水流の特性を水理学的に考究するとともに、貯水池用洪水追跡器を試作して、貯水池における洪水の実態を解明した。すなわち、まず一般の不定流の基礎方程式から出発して、河床こう配および洪水波形をあらわす無次元のパラメーターと Froude 数を導入することによつて、洪水の流況から貯水池

を遷移領域と湛水領域とに分けて考えるべきことを示すとともに、貯水池における洪水流がダムの排水方法によつて非常に大きな影響を受けることを明らかにした。ついで、こうした関係と湛水領域および遷移領域における最大流量と最大波高の伝播の模様を定性的に論じ、貯水池を築造することによつて必ずしも築造前に較べて洪水が遅延せず、それは専らダムの放流条件によつて定まることが確かめた。さらに、こうした特性を考慮して、任意断面の河道に設けられた貯水池用の洪水追跡器の構成について論じ、直列要素が電流の二乗に比例した電圧降下を生じ並列要素がコンデンサーであるケーブルを用いて、相似演算回路の試作に成功するとともに、演算結果と数値積分による結果とを比較して試作演算器の性能を検討した。最後に、木曾川丸山貯水池を対象として試作した追跡器で多くの演算を行つて、上述の水理学的考察結果を具体的に実証するとともに、これらの成果に基づいて貯水池の洪水調節計算を行う際の基礎式について論じ、従来から用いられている仮定の妥当性とその適用範囲を明らかにした。

第4章では、貯水池および河道の洪水調節効果を取り扱っている。貯水池における洪水流の特性は、普通の場合、ダムの放流条件によつて定まるので、貯水池の洪水調節効果も放流条件によつて影響されるが、まず、こうした場合の種々の調節計算法の精度について考察した後、累加曲線を利用した図式計算法が貯水池のゲート操作の決定に対してもつとも適切であることを明らかにした。さらに、こうした計算を行うに当つて、間接相似法によるいわゆるアナコンがきわめて有効に利用できることを示した。

貯水池の洪水調節効果については、まず流入洪水をフーリエ級数であらわして自由（無操作）放流方式に対する調節率を解析的に計算して、洪水調節効果が、主として放流条件、流入洪水の波形および継続時間に関係し、最大流量には無関係であることを明らかにした。さらに、貯水池の全有効貯水容量を効果的に利用して、できるだけ排出洪水の最大流量を小さくしようとするピーク・カット方式について論じ、その計算法を示すとともに、木津川水系名張川に計画されている高山貯水池について計算して、この場合の調節効果が流入洪水の総量とその最大流量とに関係することを示した。しかし、貯水池による洪水調節効果を最大とする方法は、下流部の支川流入を考慮して懸案地点の洪水をなるべく軽減できるようなゲート操作を行う自由調節方式であることはいうけれどもないが、このような調節方法は出水の予報技術の飛躍的な進歩がない限り萬全を期しがたいことを示した。また、現状においてもつとも効果的であると考えられるピーク・カット方式によるときは、比較的簡単な自動制御方式によるゲート操作が可能であつて、将来、各種の洪水演算器の発達とともに、こうした自動制御によるゲート操作を行うべきことを強調した。

つぎに、第2章で論じたように、洪水は流下につれ河道貯留効果によつてその最大流量を減じ、自然的に調節作用を受けるわけであるが、この場合の調節量を、貯水池による調節作用を受けた洪水と受けない洪水とについて計算し、比較することによつて、貯水池の総合的洪水調節効果を論じ、一般に河道を流下する間に貯水池による調節効果が減殺していくことを明らかにするとともに、由良川および太田川の実例について考究し、その実態を明らかにした。

第5章においては、降雨が地上に達してから河道に流出するまでのいわゆる雨水流出について論じた。まず、Horton型の考え方に従つて、降雨量から浸透能を差引くことによつて、有効降雨が求められると仮定した。つぎに、この流域の平均浸透能が雨水の土中への不飽和浸透によるという考えに基づいて、重力、毛管力および圧力を考慮した不飽和浸透に関する基礎方程式を導いた。さらに、圧力、拡散係数および透水係数が一定と仮定して、二、三の条件の下での基礎方程式の解を求めるとともに、河川流域の特殊条件を考慮して、流域の平均浸透能を求め、Horton型の浸透能方程式を導き、また、初期浸透能の回復についても、同様な考え方によつて論じ、その関係式を提案し、京都大学石原教授らの由良川における実測結果と二、三の室内実験の結果によつて、それらの妥当性を検討した。つぎに、雨水流を横からの流入がある水流と考え、降雨が時間とともに変化する場合に、特性曲線法によつて解析する方法を提案するとともに、Hortonらが行つた散水実験の結果を、上にえられた成果を応用して解析し、雨水の流出機構と損失雨量の問題を究明した。

最後に、雨水流出用演算器と雨水流出の実態について論じた。すなわち、河川流域は山腹の斜面と河道からできており、いわば線と面が複雑に組み合わさっているが、水は常に最急こう配の方向に流れるので、この方向とこれに直交する等高線の方に座標軸をとり、さらに、第2章の河道の場合と同様な意味での流れ方向の混合を考慮して、雨水流出に関する基礎方程式を導いた。ついで、これを直接電気系で模擬する方法について論じ、相似回路が実現可能であることを示した。しかしながら、この相似回路は二次元的なものとなり実用性に乏しいので、雨水流出の基礎方程式を等高線に沿うて積分する方法を考究するとともに、えられた結果の相似演算回路の構成方法について論じ、第2章の河道用洪水追跡器の演算回路が都合よく適用できることを明らかにした。由良川を対象として試作した雨水流出用演算器による演算結果は実測結果とよく一致し、その性能が確かめられたが、さらに多くの演算を行つて雨水流出の特性を調べ、非線型要素の効果がかなり顕著にあらわれていることを明らかにするとともに、単位図法の合理的な適用法についても若干の考察を行うことができた。

以上を要するに、洪水現象のうち水流に関する部門を取り扱い、雨水流出から、河口に至る間の洪水流を水理学的に考察し、その流下運動の機構を明らかにするとともに、直接相似法によつて試作した各種の洪水演算器によつて、多かれ少なかれ非線型特性をもつ洪水流の実態を究明し、従来解明が困難であつた多くの問題に対してかなりの成果を挙げる事ができた。洪水の危険から国土を護り、積極的に水資源を利用すべく、各所で河川総合開発が実行され、計画されている現在、その円満な発展に対して本研究の成果が寄与するところは少なくないであろう。

以上、本論文の内容を要約して結語としたが、終りにのぞみ本研究に際し始終御懇篤なる御指導を賜わつた京都大学石原藤次郎教授ならびに近藤文治教授、有益な御助言をいただいた京都大学林重憲教授、速水頌一郎教授、矢野勝正教授ならびに神戸大学田中茂教授、および洪水追跡器の使用、資料の蒐集などに多大の御便宜を賜わつた建設省中部地方建設局ならびに近畿地方建設局に対して衷心より深く感謝の意を表する次第である。

洪水演算器による出水と
その調節に関する研究
(付 図)

昭和 33 年 10 月

石 原 安 雄

目 次 (付図)

第 2 章	河道における洪水流に関する研究	1 頁
第 1 節	概 説	1
第 2 節	河道用洪水追跡器	1
第 3 節	洪水追跡器による洪水流の基礎的特性の研究	5
第 4 節	洪水追跡器の実河川への適用	18
第 5 節	洪水追跡器による淀川洪水流の実態解明に関する研究	26
第 3 章	貯水池における洪水流に関する研究	55
第 1 節	概 説	55
第 2 節	貯水池における洪水流の水理学的考察	55
第 3 節	貯水池用洪水追跡器	58
第 4 節	追跡器による貯水池における洪水流の特性の研究	63
第 4 章	洪水調節に関する研究	69
第 1 節	概 説	69
第 2 節	貯水池の洪水調節に関する研究	69
第 3 節	河道における洪水調節に関する研究	76
第 5 章	雨水流出に関する研究	85
第 1 節	概 説	85
第 2 節	流域の平均浸透能と有効降雨に関する研究	95
第 3 節	散水実験の解析	90
第 4 節	雨水流出用演算器	95
第 5 節	雨水流出用演算器の実河川への適用と雨水流出の基礎的特性の研究	100

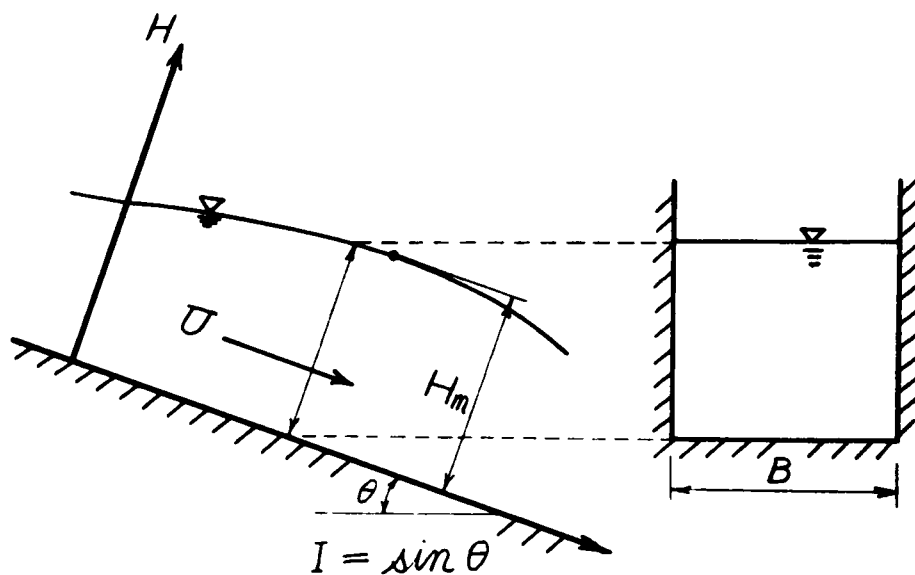


図 2.1.1 記号説明図

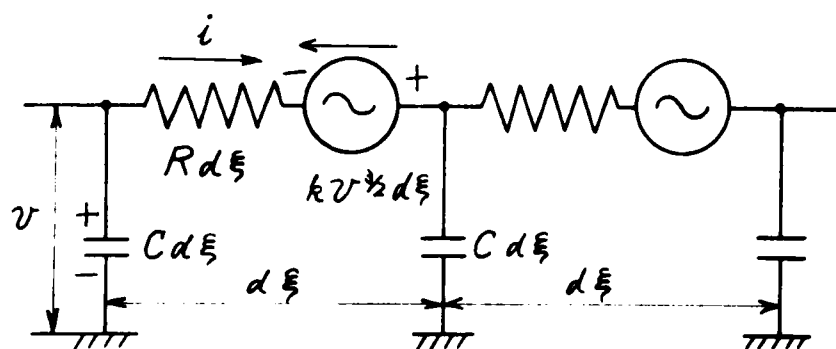


図 2.2.1 (2.2.13)及び(2.2.14)式で表わされる電気回路

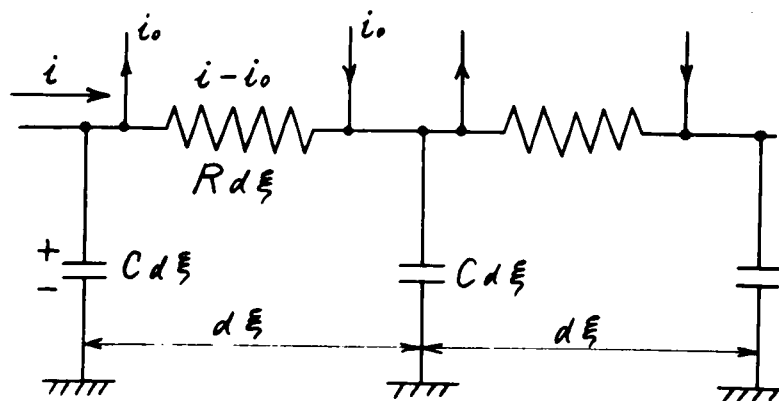


図 2.2.2 (2.2.13)及び(2.2.17)式で表わされる電気回路

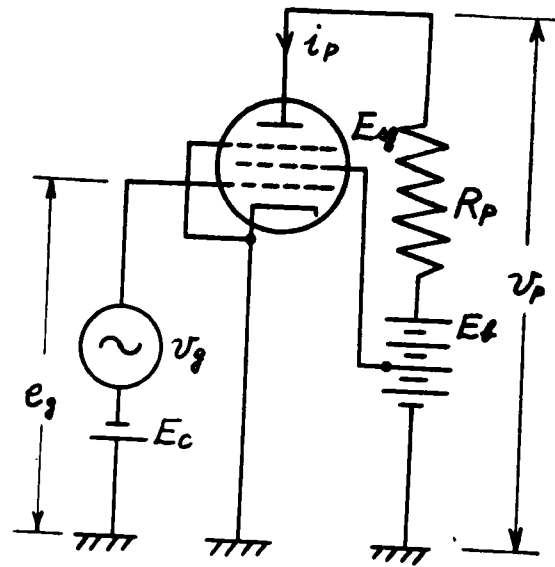


図 2.2.3

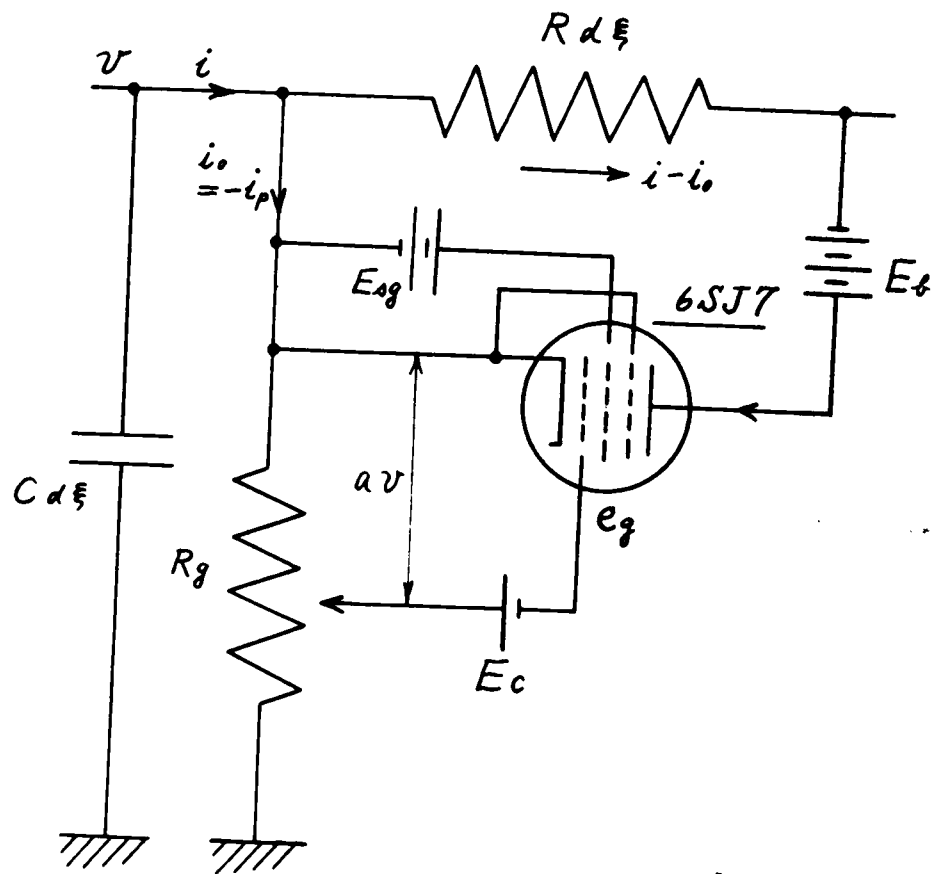


図 2.2.4 (a) 河道素子回路説明図

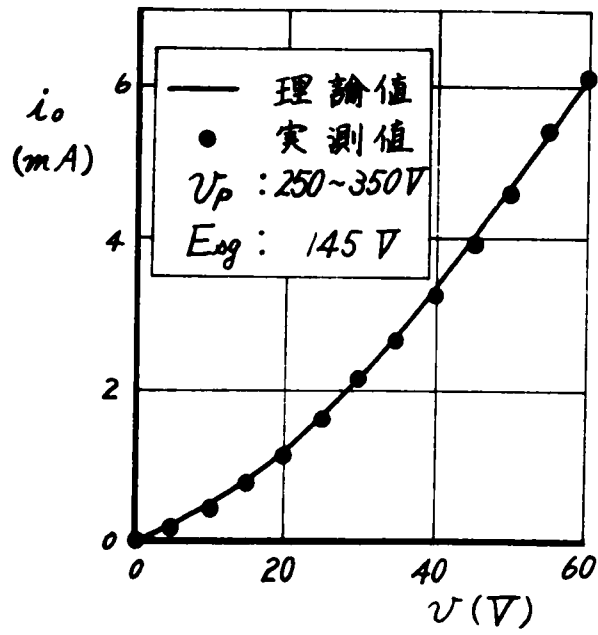


図 2.2.4 (b) 6SJ7の $\frac{3}{2}$ 乗特性

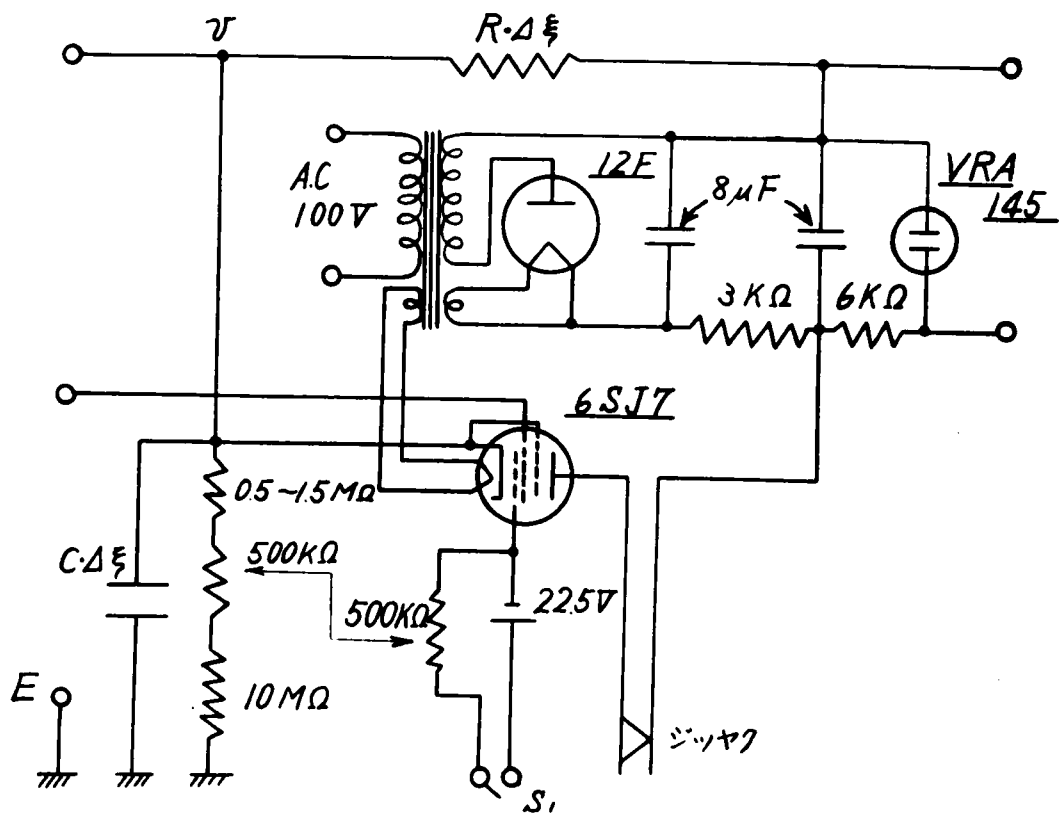
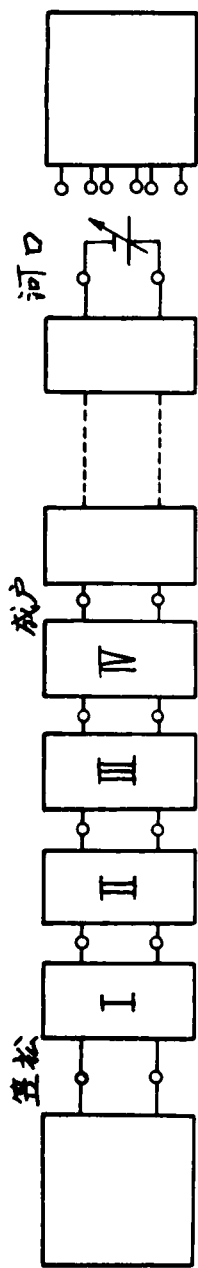


図 2.2.5 河道素子の回路図



任意関数
発生装置

演算素子

図 2.2.6 洪水追跡器のブロック・ダイアグラム

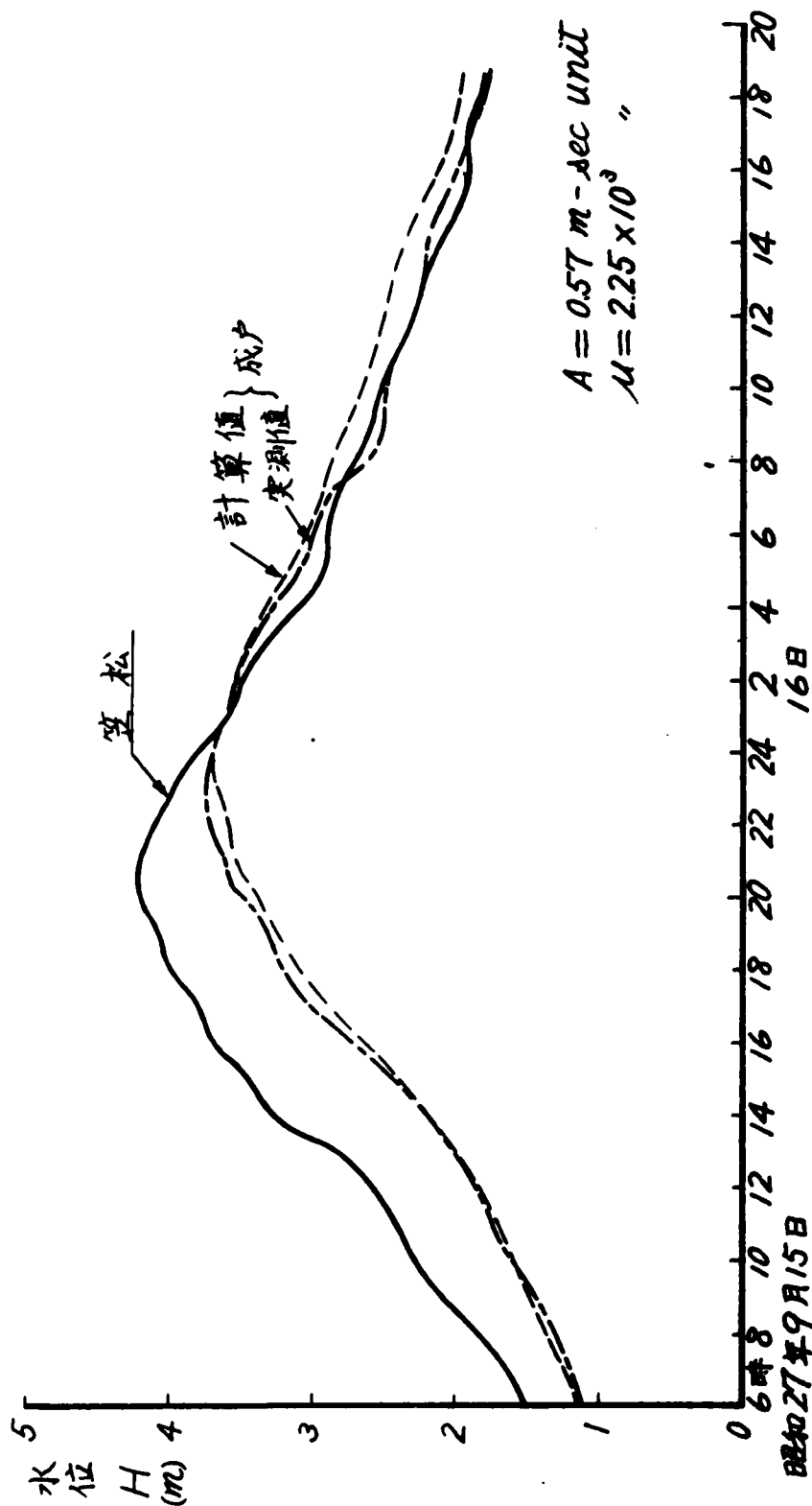


図 2.2.7

木曾川における洪水追跡計算例

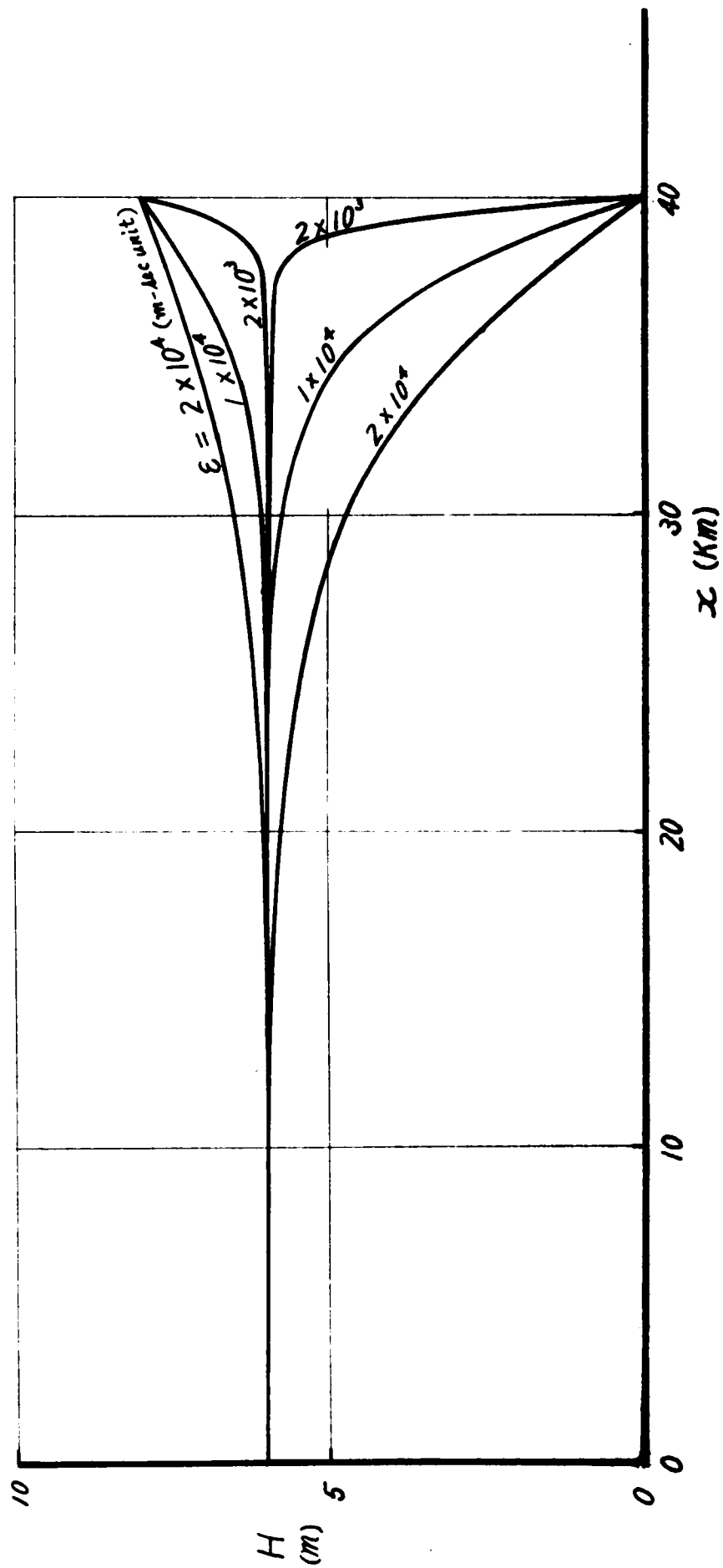


図 2.3.1 (2.2.6)式の定常解

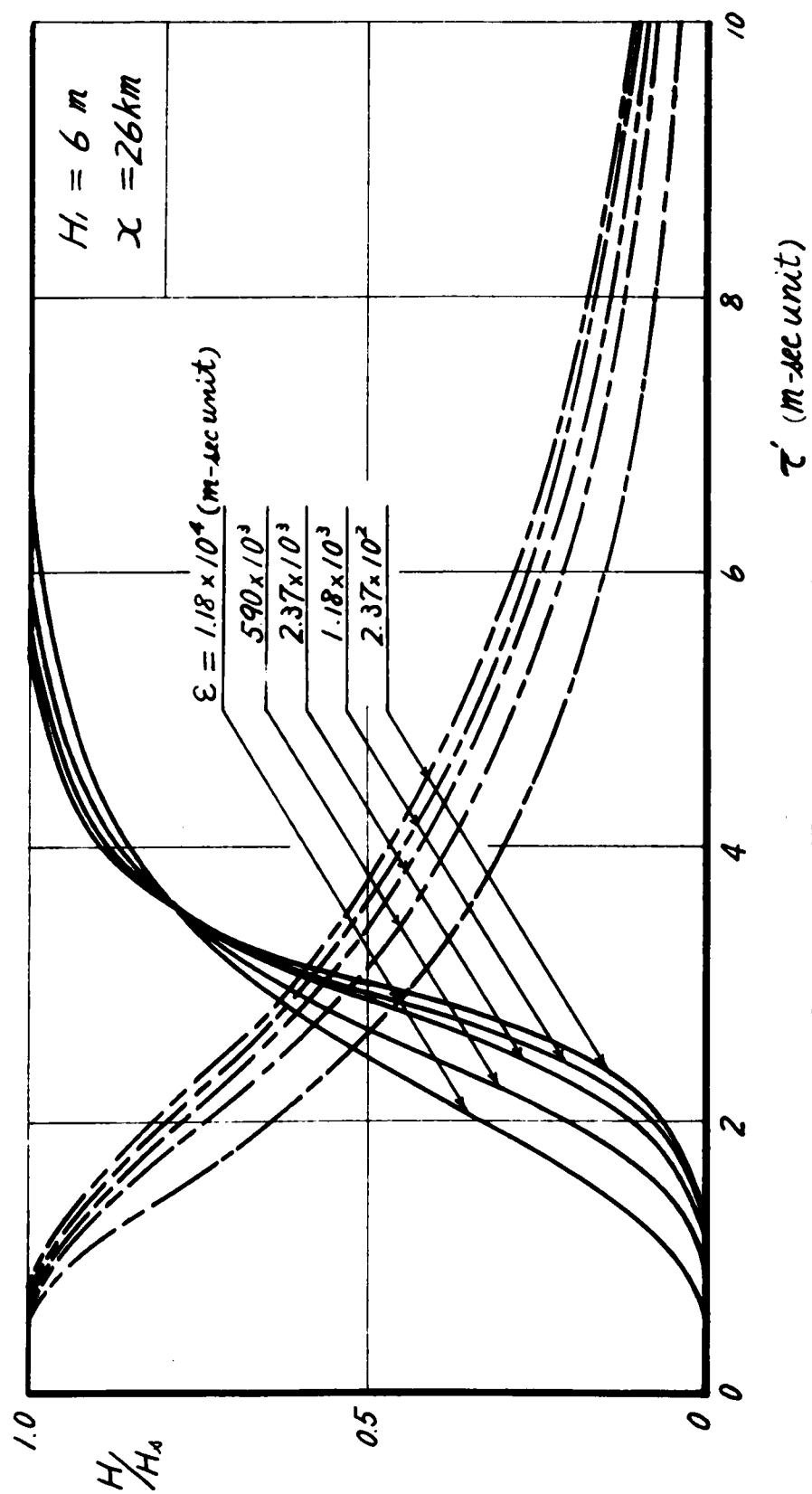


図 2.3.2 段状波の計算例 (1)

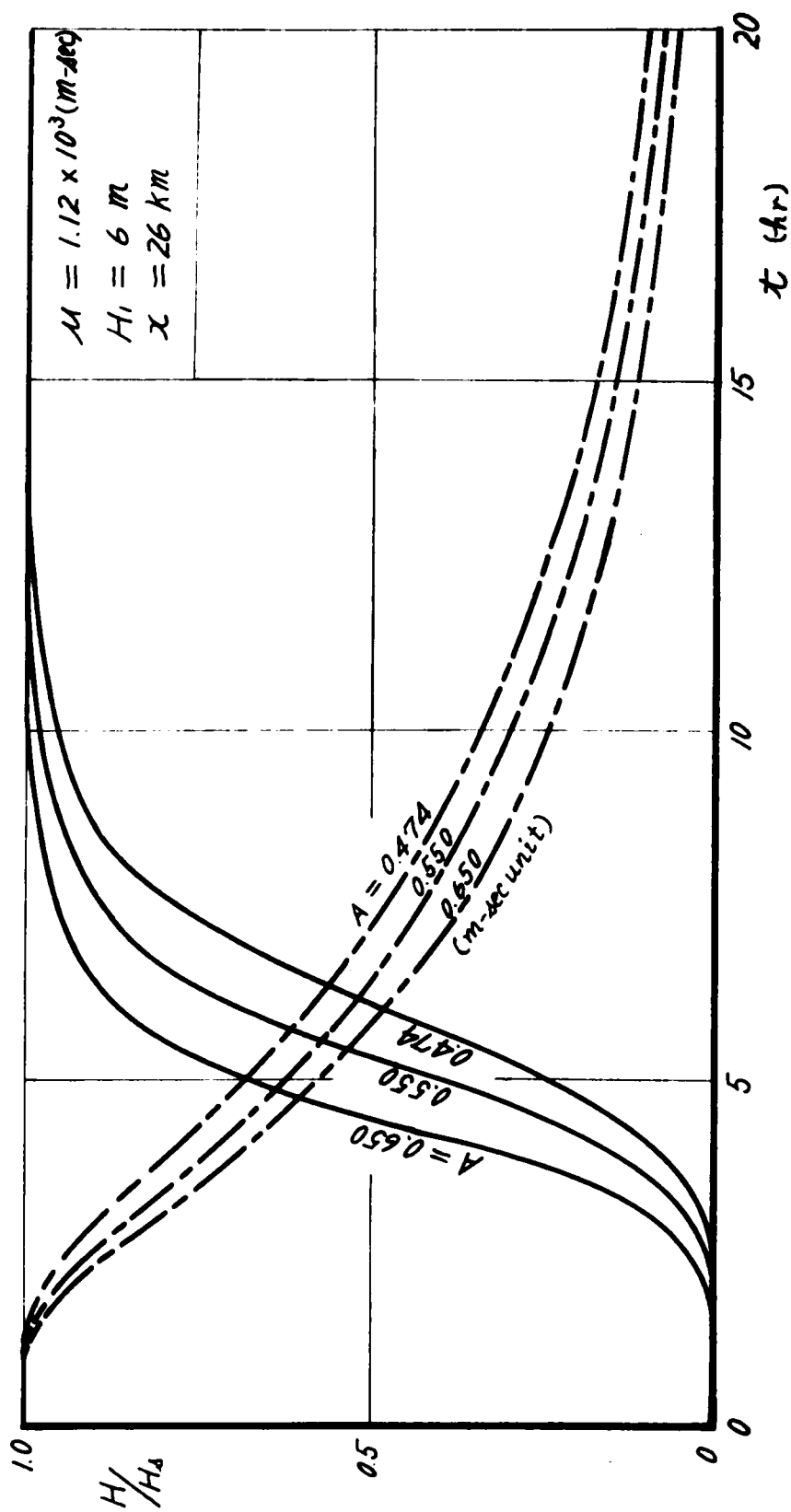


図 2.3.3 段状波の計算例(2)

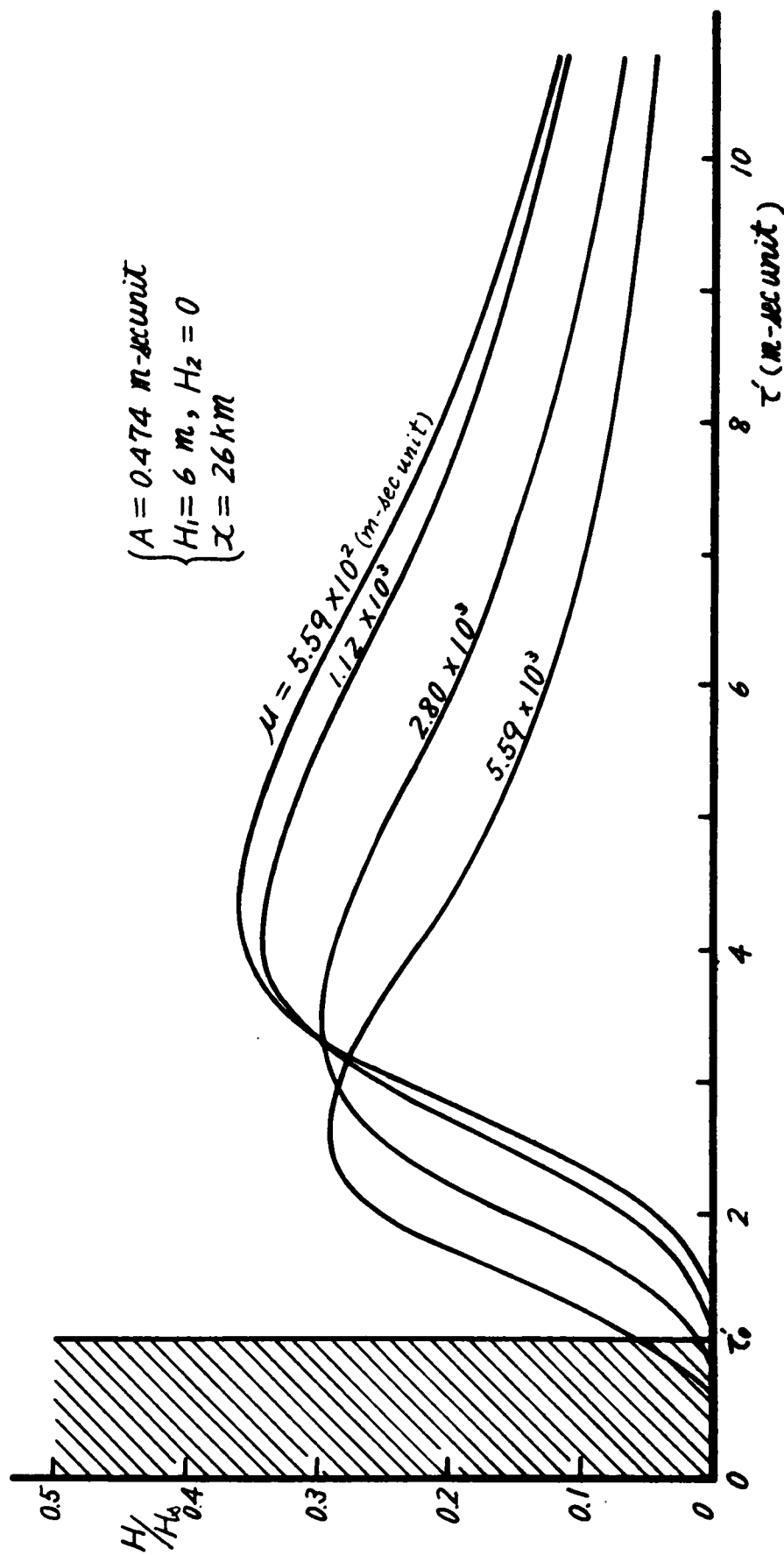


図 2.3.4 矩形波の計算例(1)

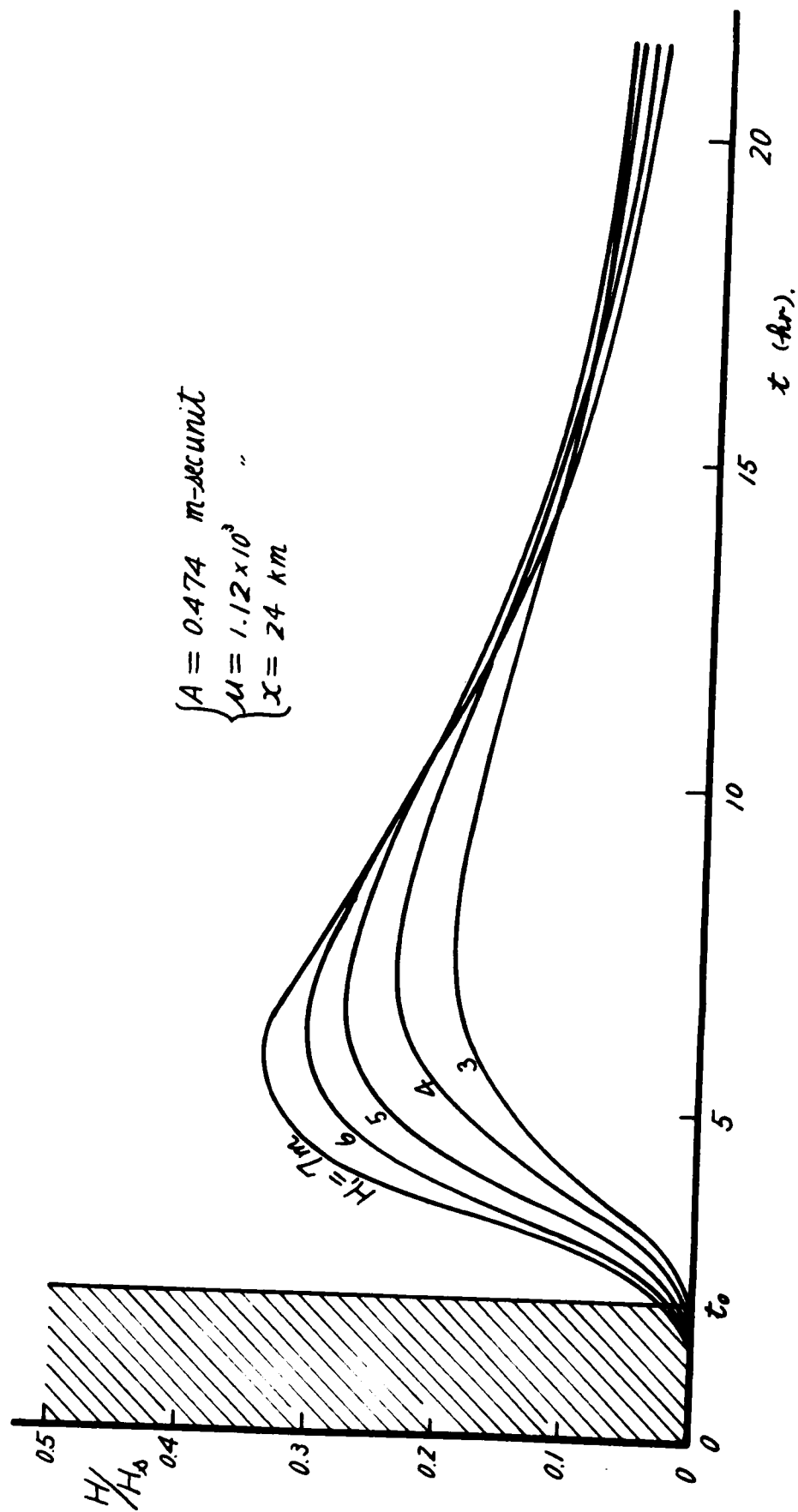


図 2.3.5 矩形波の計算例(2)

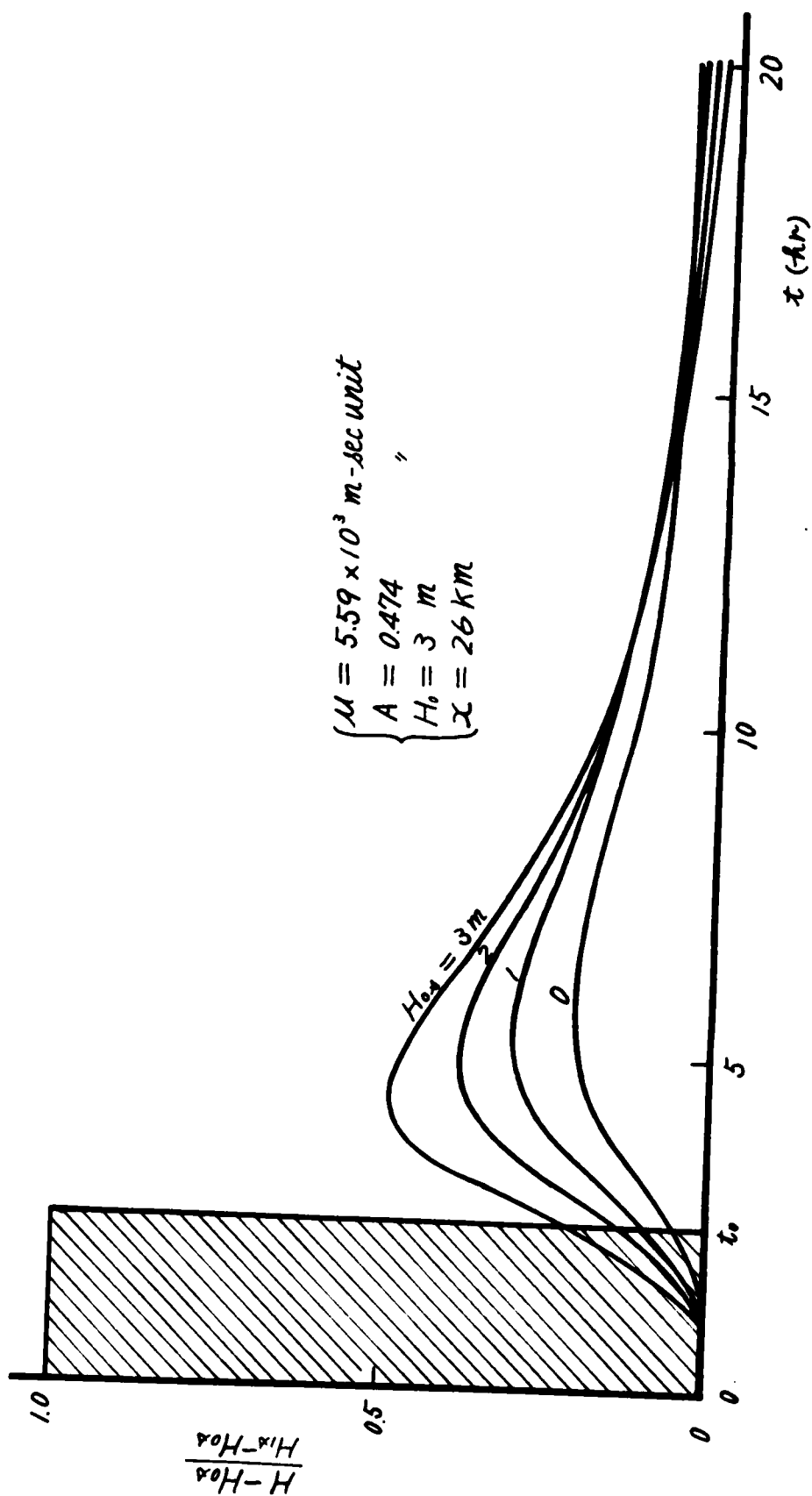


図 2.3.6 矩形波の計算例 (3)

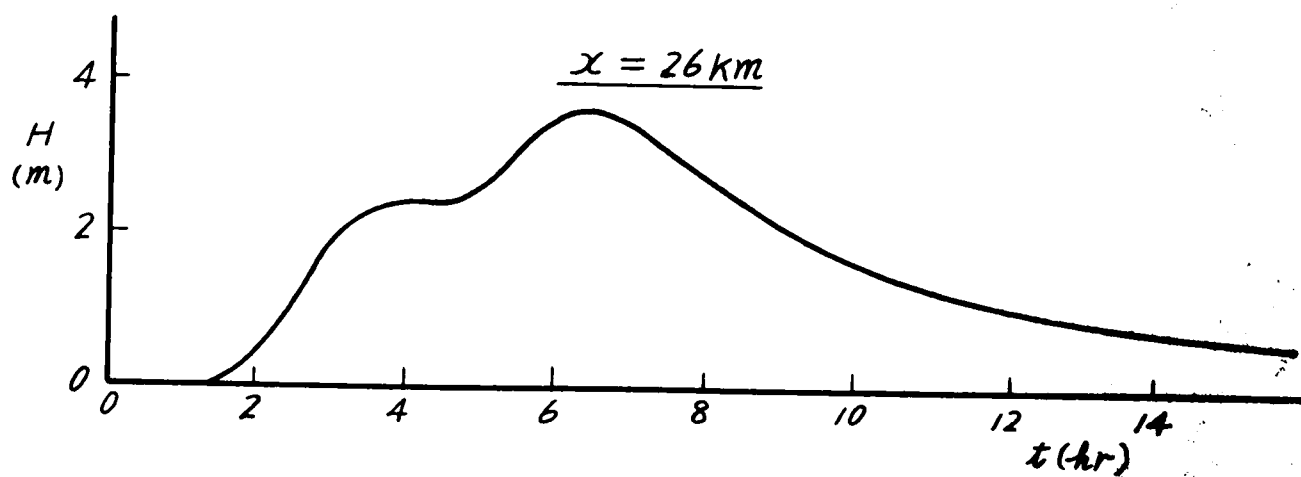
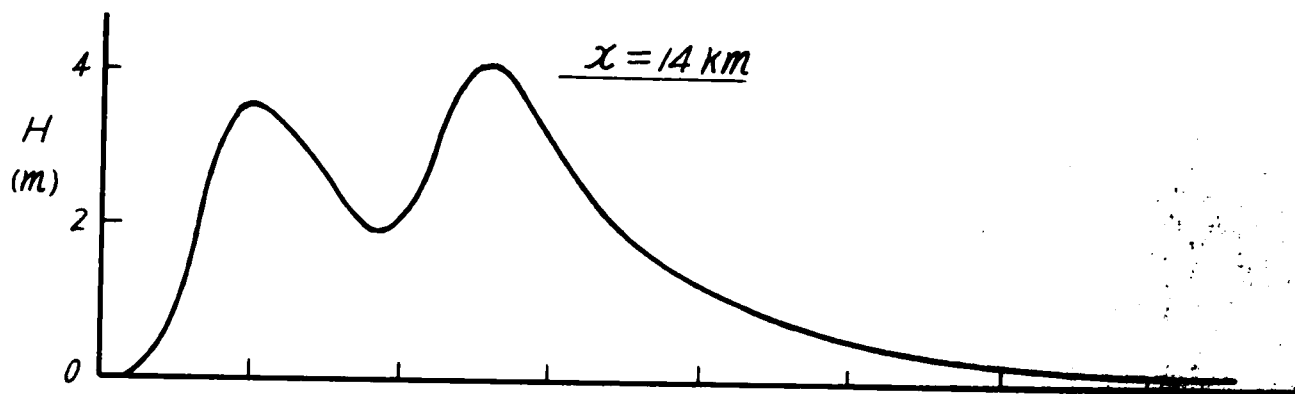
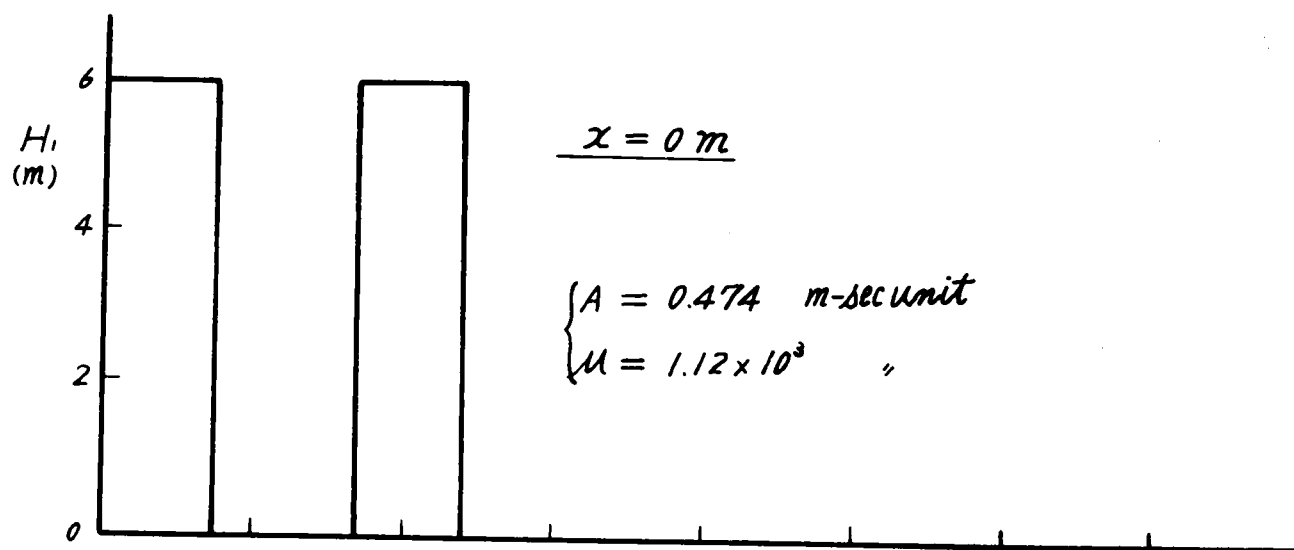
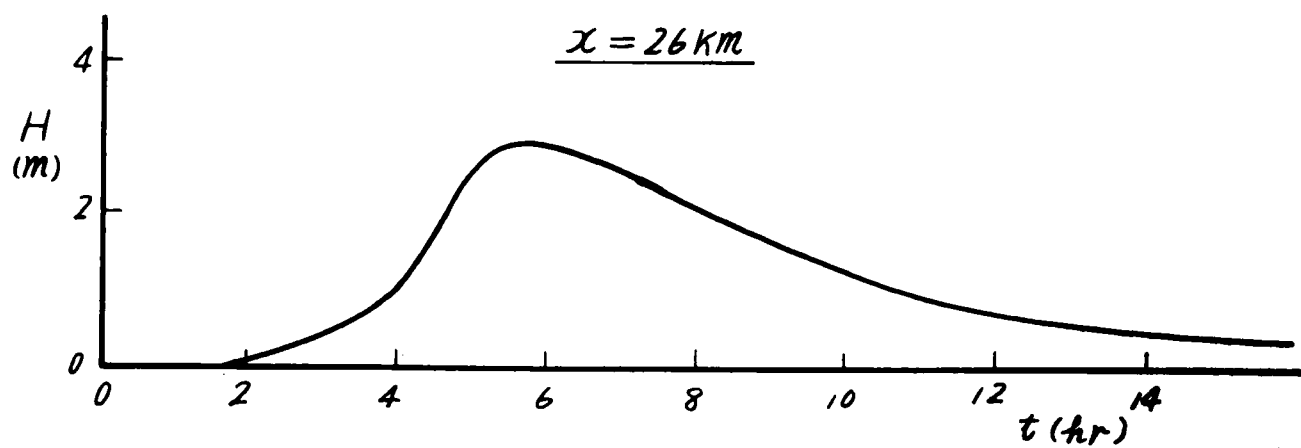
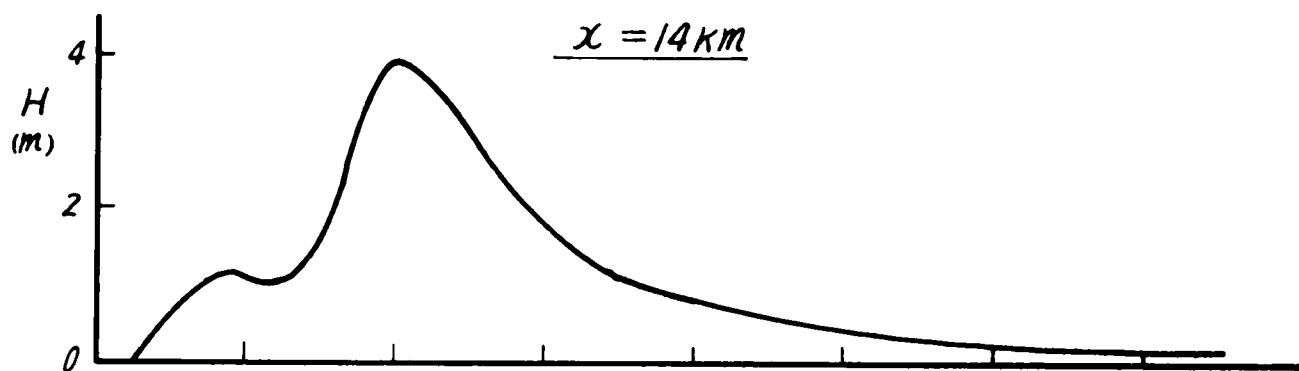
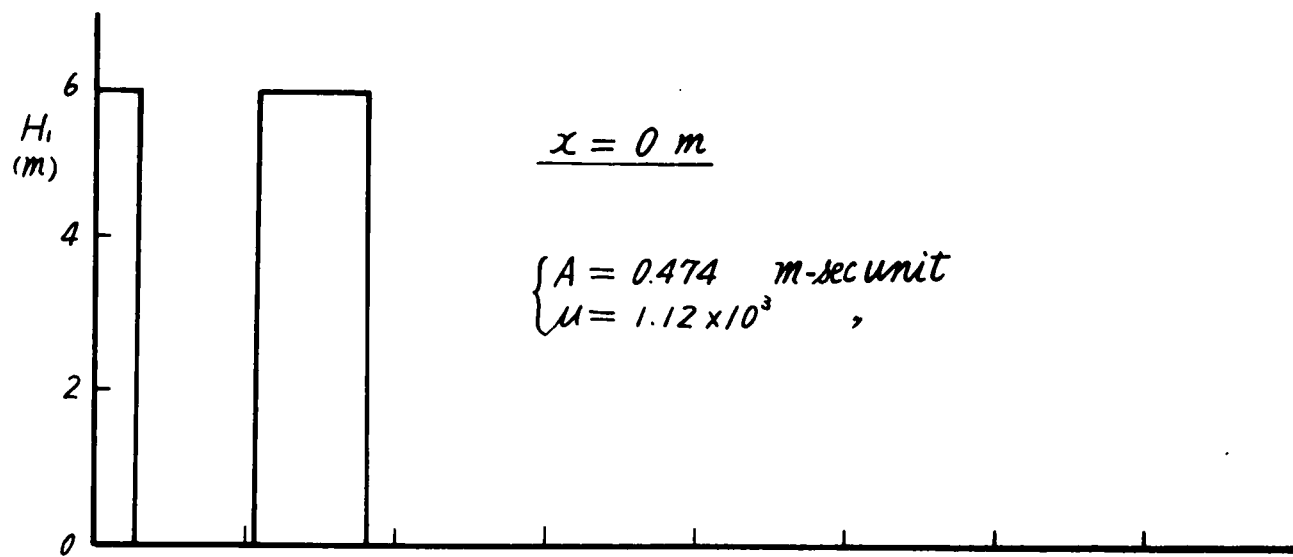
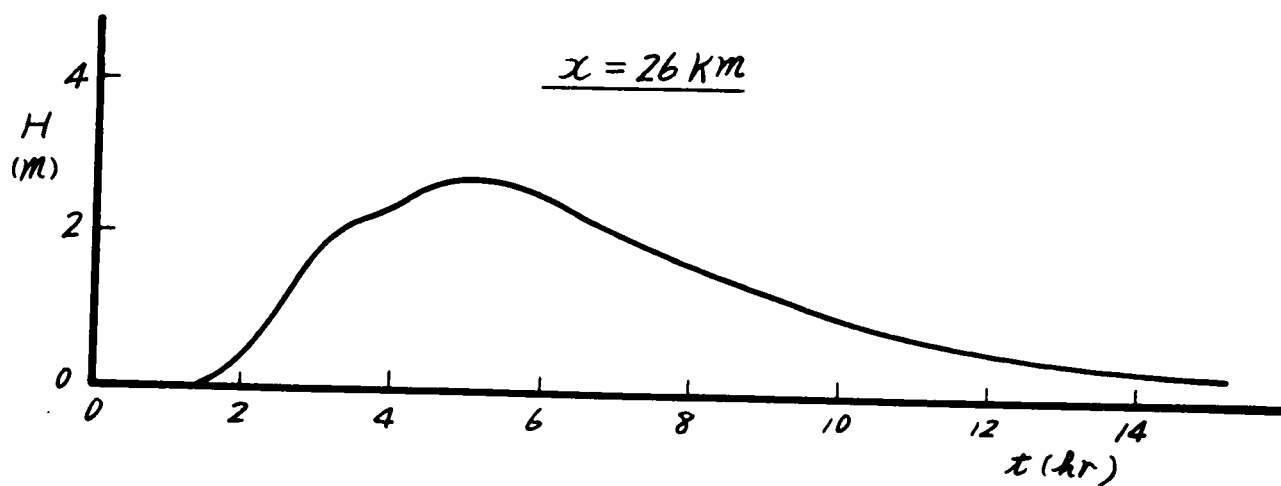
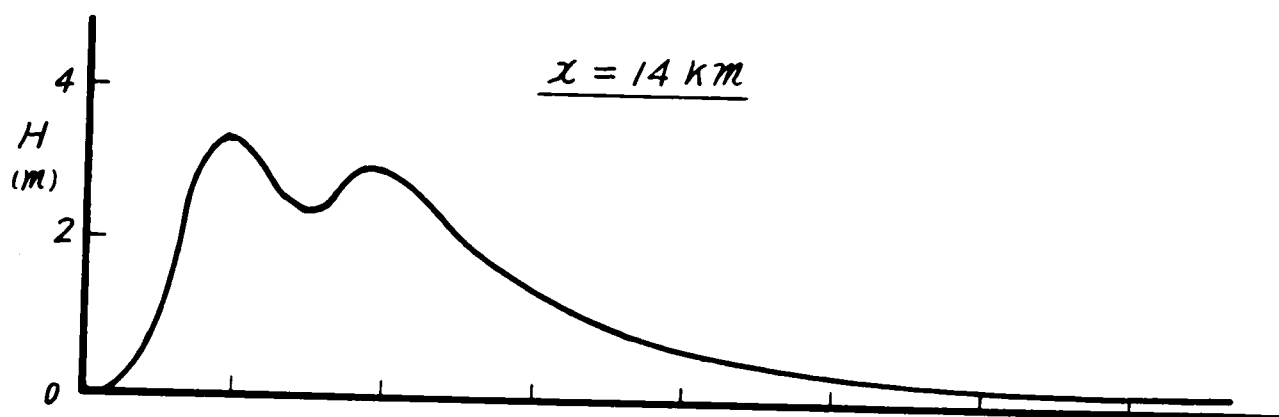
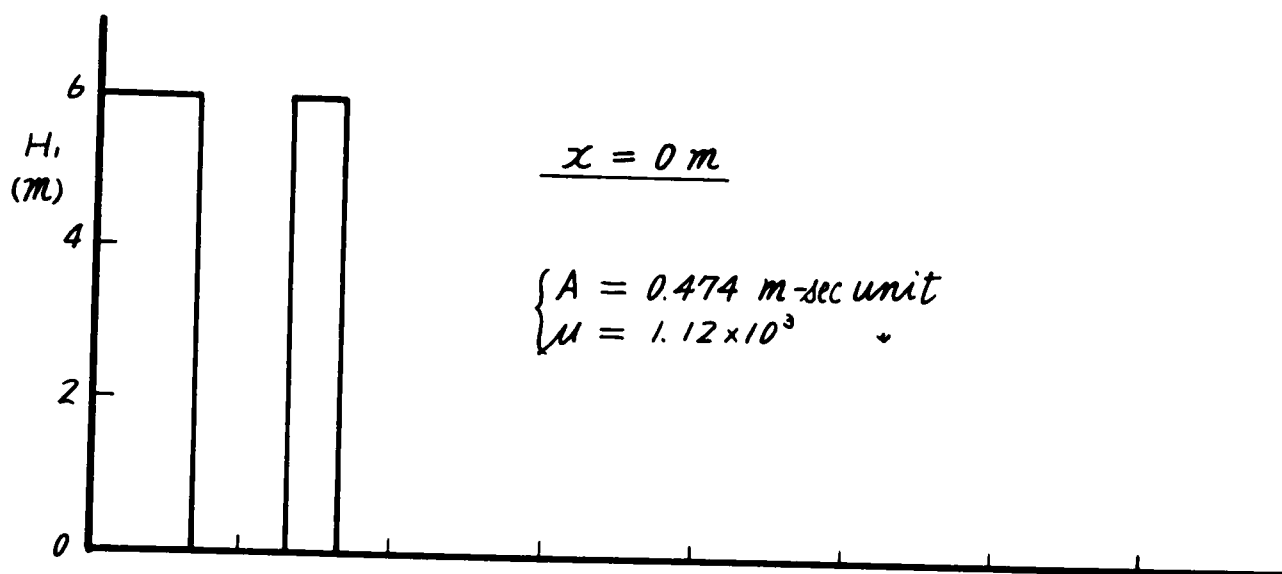


図 2.3.7(a) 二つの矩形波の計算例



☒ 2.3.7 (b)



☒ 2.3.7 (C)

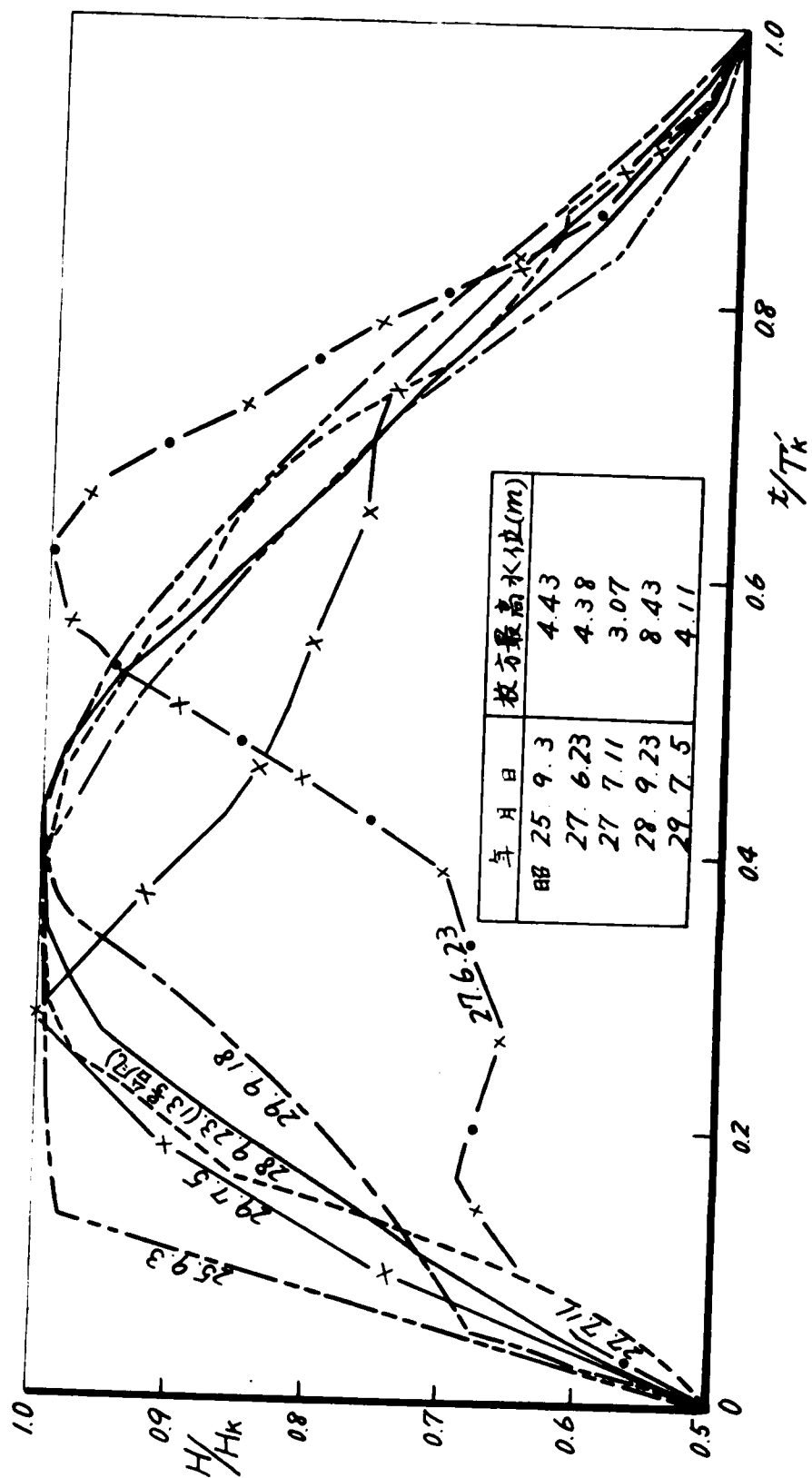


図 2.3.8 淀川水系加茂における洪水波比較図

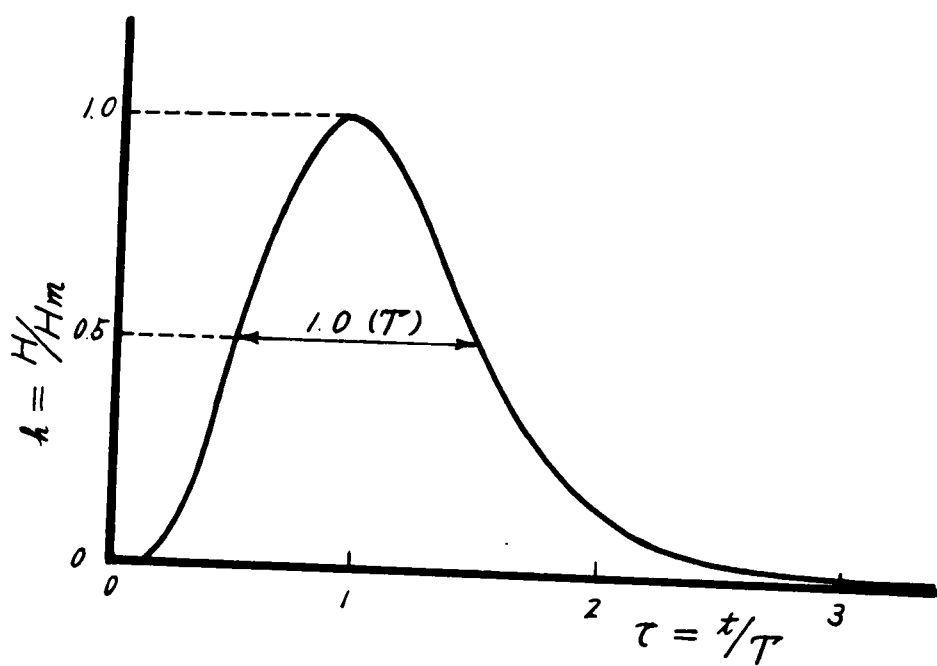


図 2.3.9 無次元の洪水波

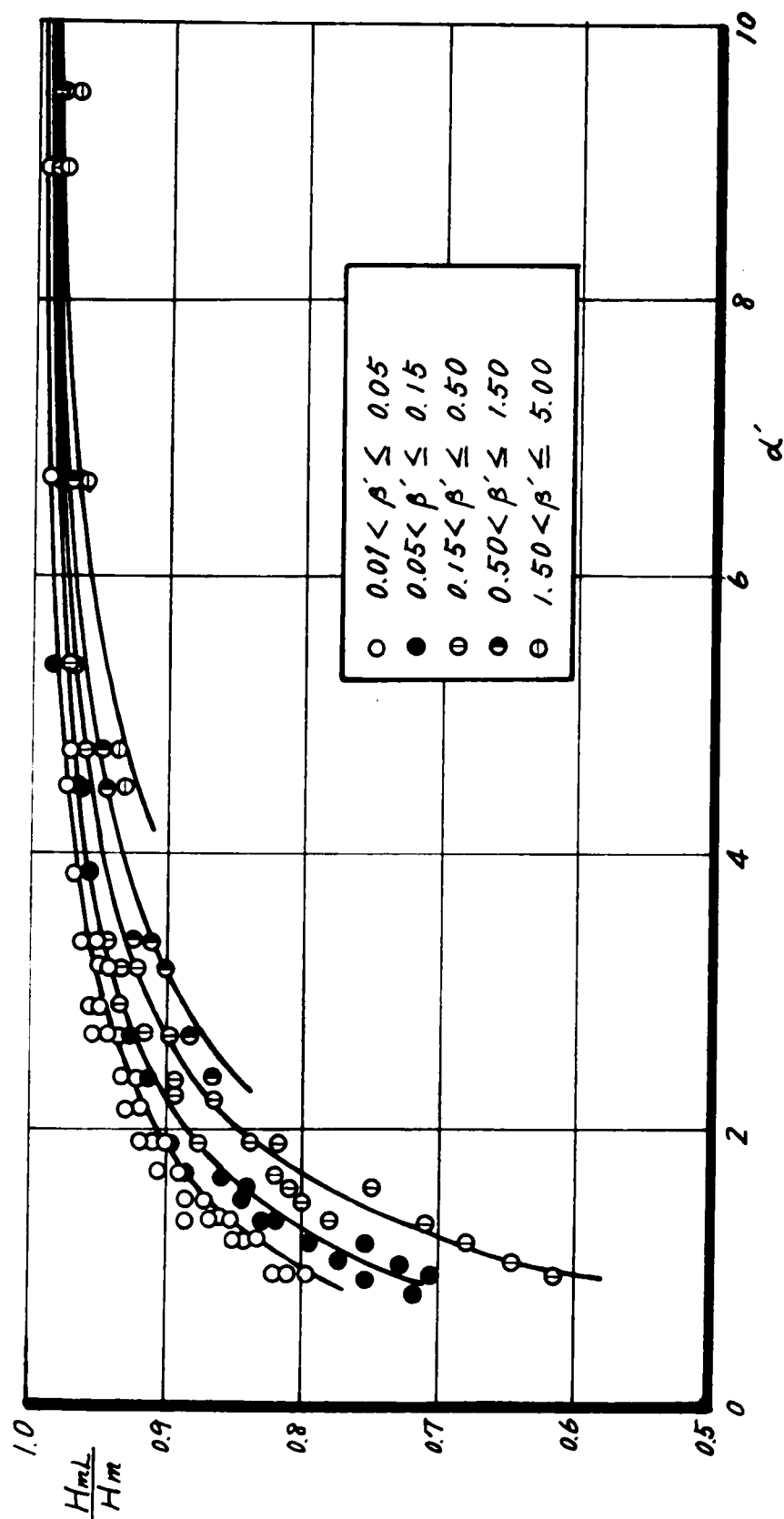


図 2.3.10 H_{mL}/H_m , α' および β' の関係

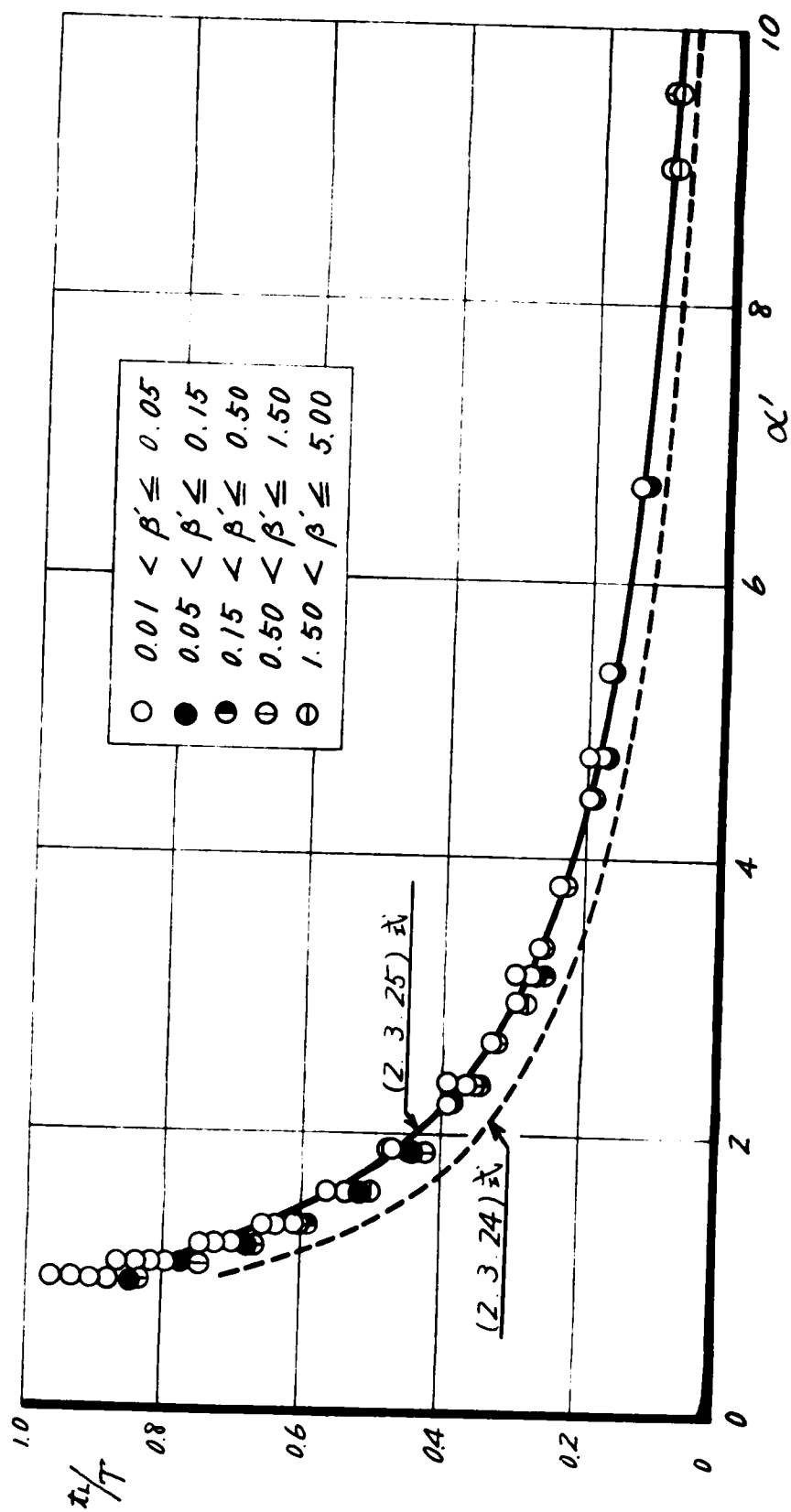


図 2.3.11 α_0/γ と α' の関係

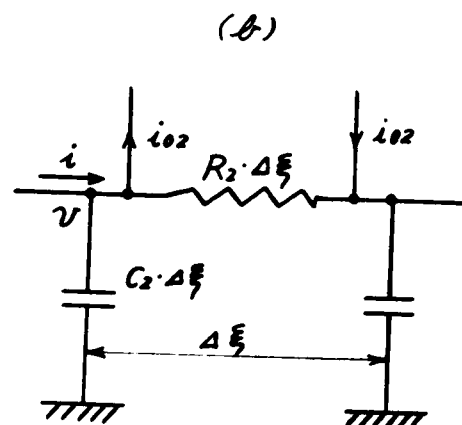
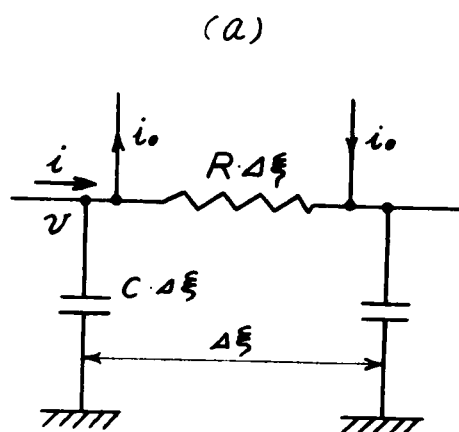


図 2.4.1 (2.4.17)及び(2.4.15)式で表わされる電気回路

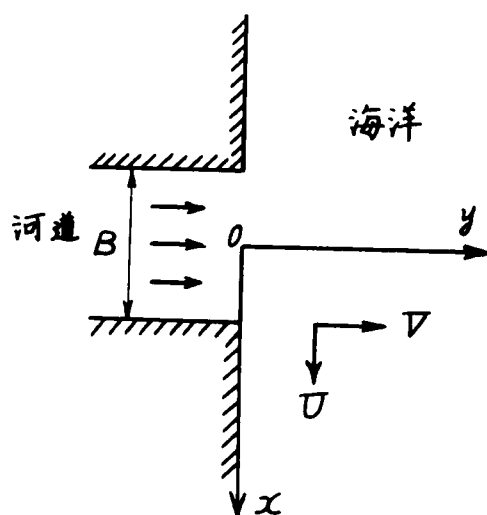


図 2.4.2

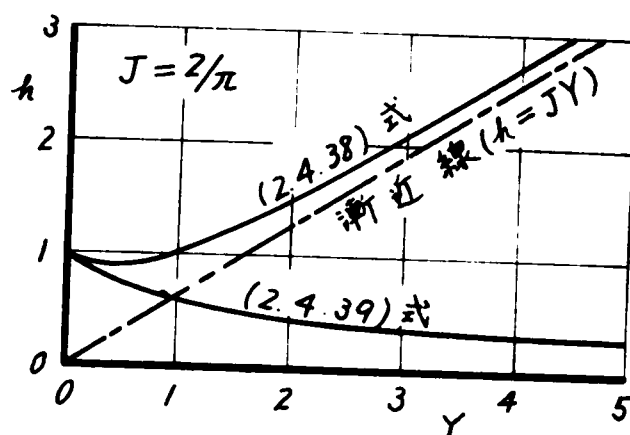


図 2.4.3 (2.4.38)及び(2.4.39)式の曲線

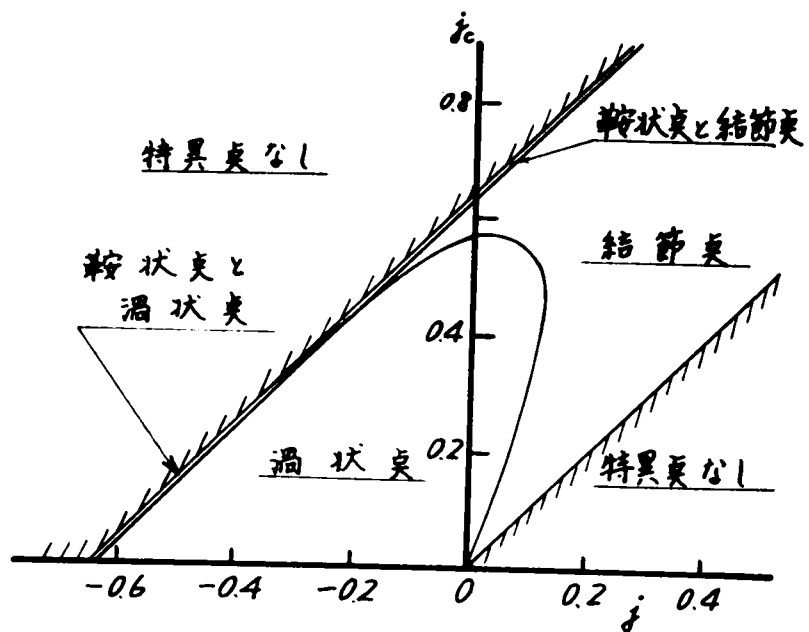


図 2.4.4 特異点の存在領域

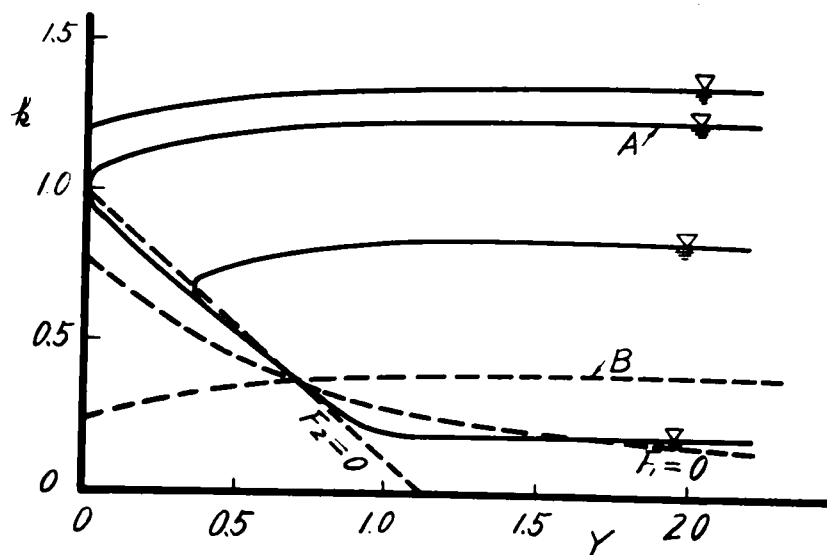


図 2.4.5 水面形の計算例

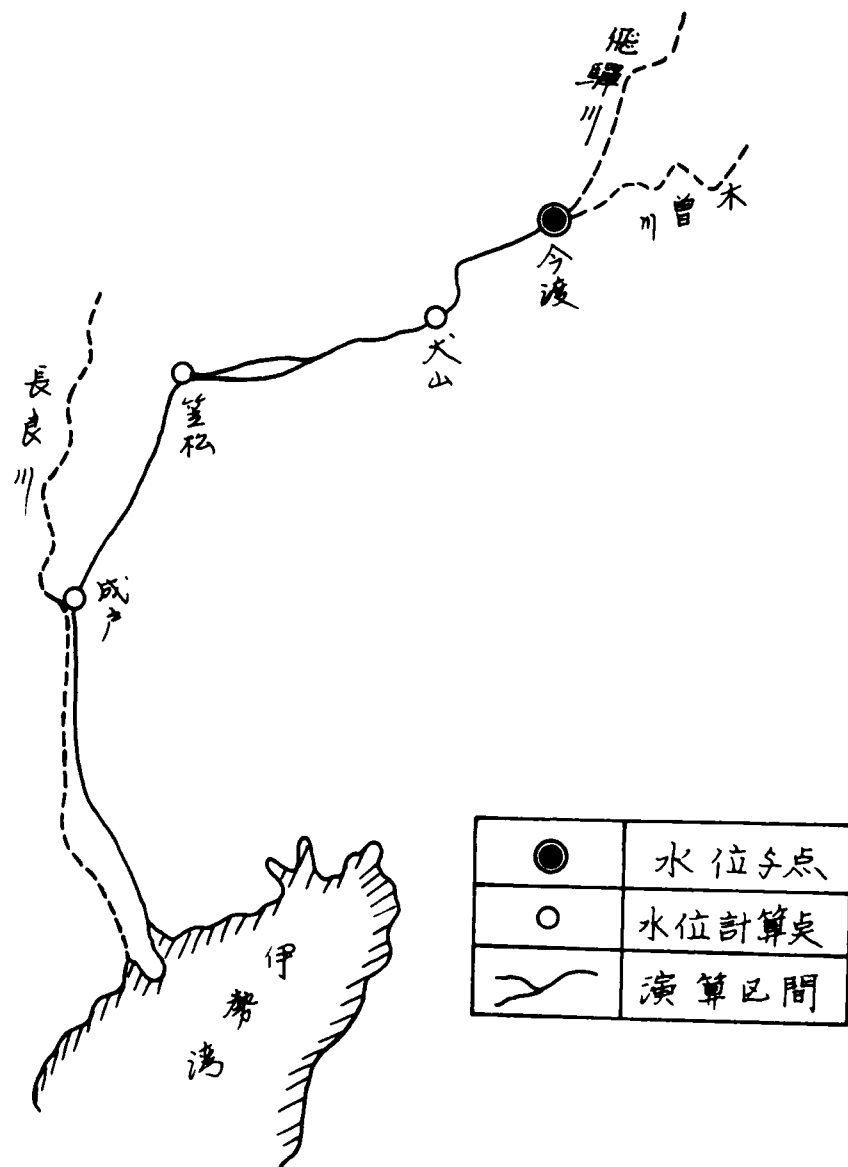


図 2.4.6 木曾川

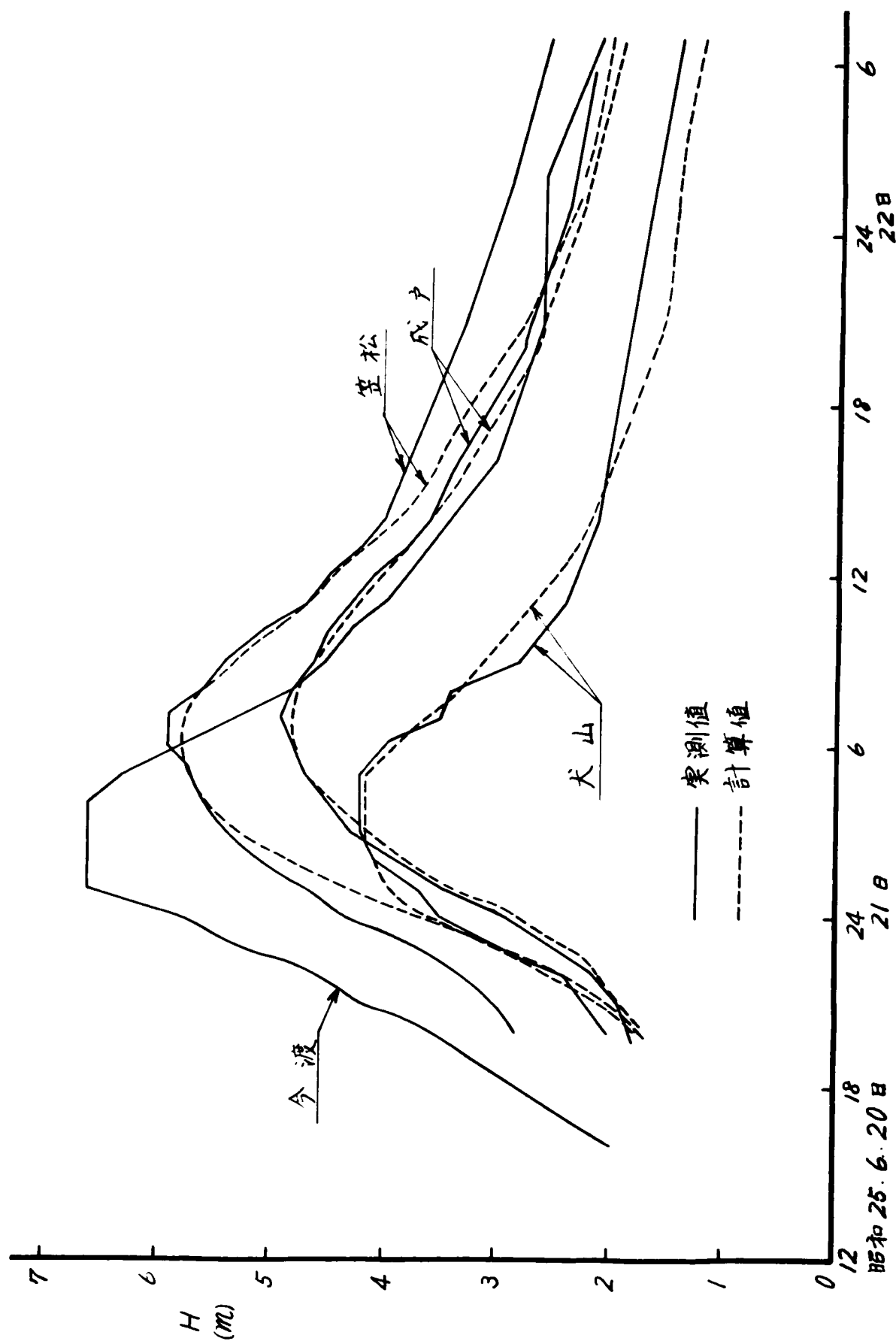


図 2.4.7 木曾川における洪水追跡計算例

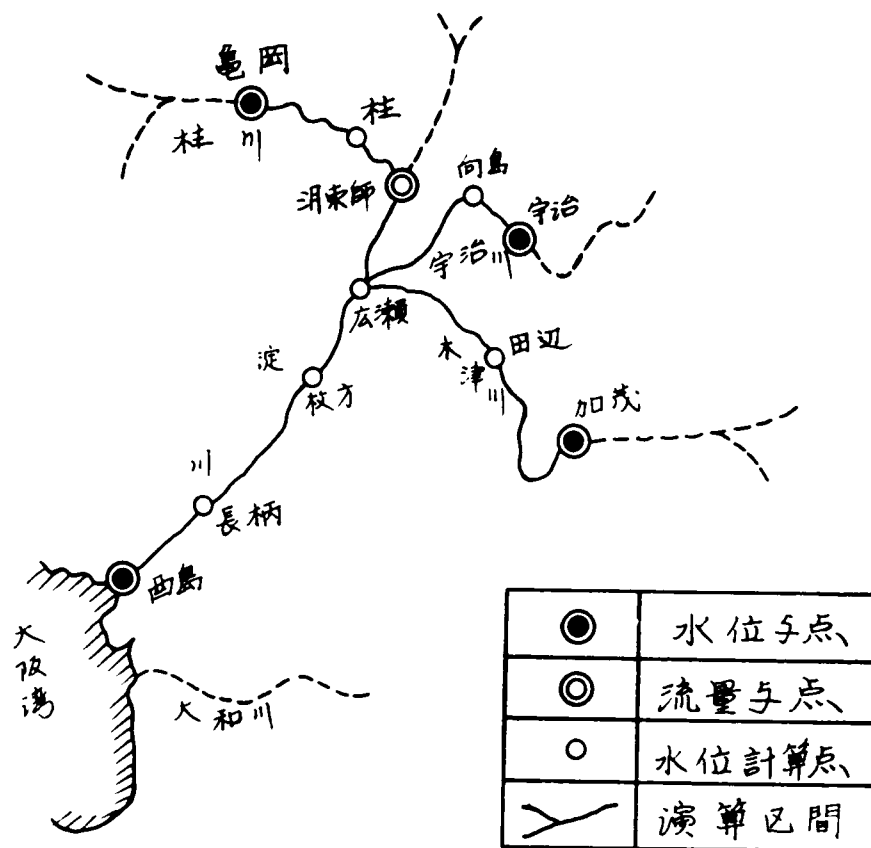


図 2.4.8 淀川

(a) 昭和 29 年 14 号台风

—— 実測値
 ---- 計算値

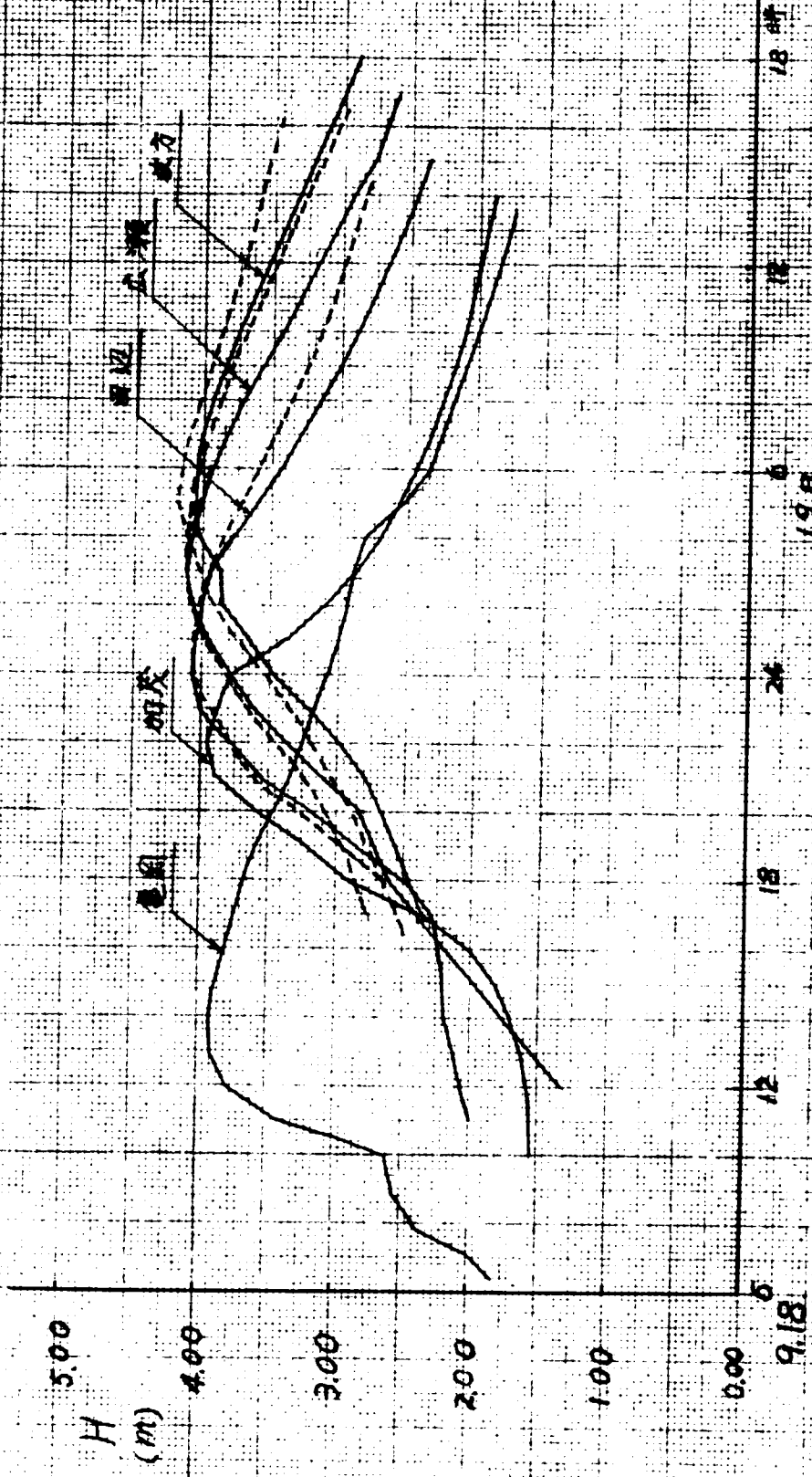


図 2.4.9 (a) 淀川に於ける洪水追跡計算例

(b) 昭和31年15号台風

— 実測値
--- 計算値

加茂

板方

五瀬

島岡

池(流量)

H
(m)

1000
500
(m^3/sec)

昭和31年9月26日

12

12

27日 22

6

12時

図 2.4.9

(b)

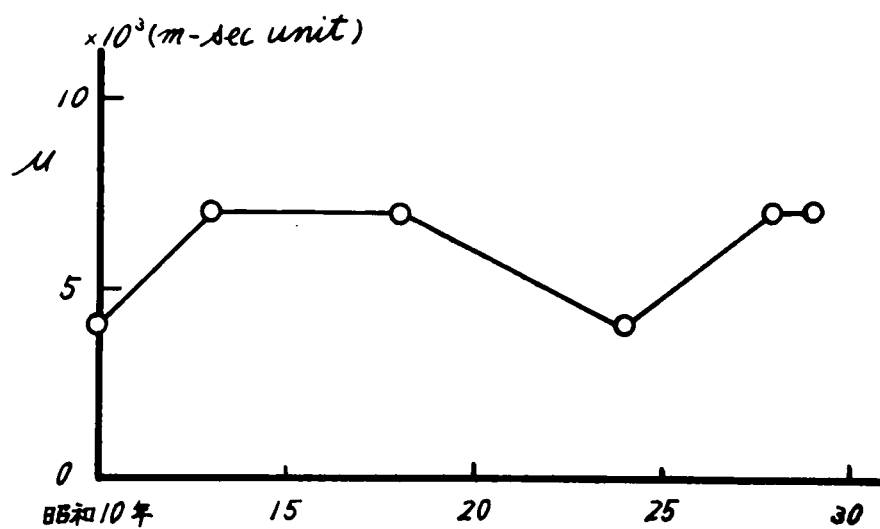
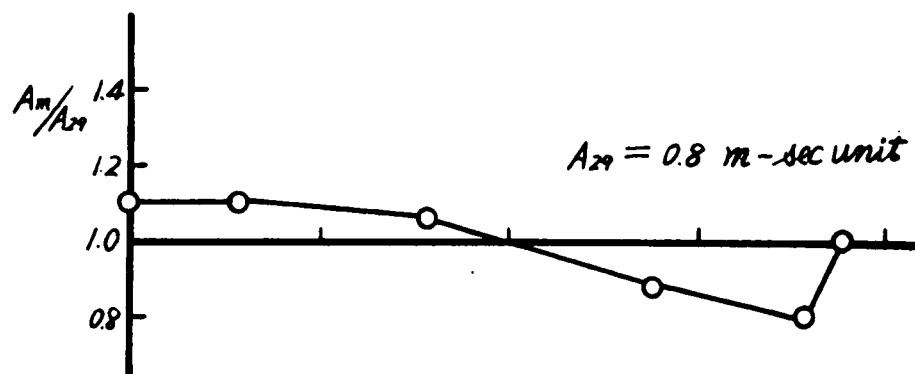


図 2.4.10 木津川における
A および μ の値の変遷

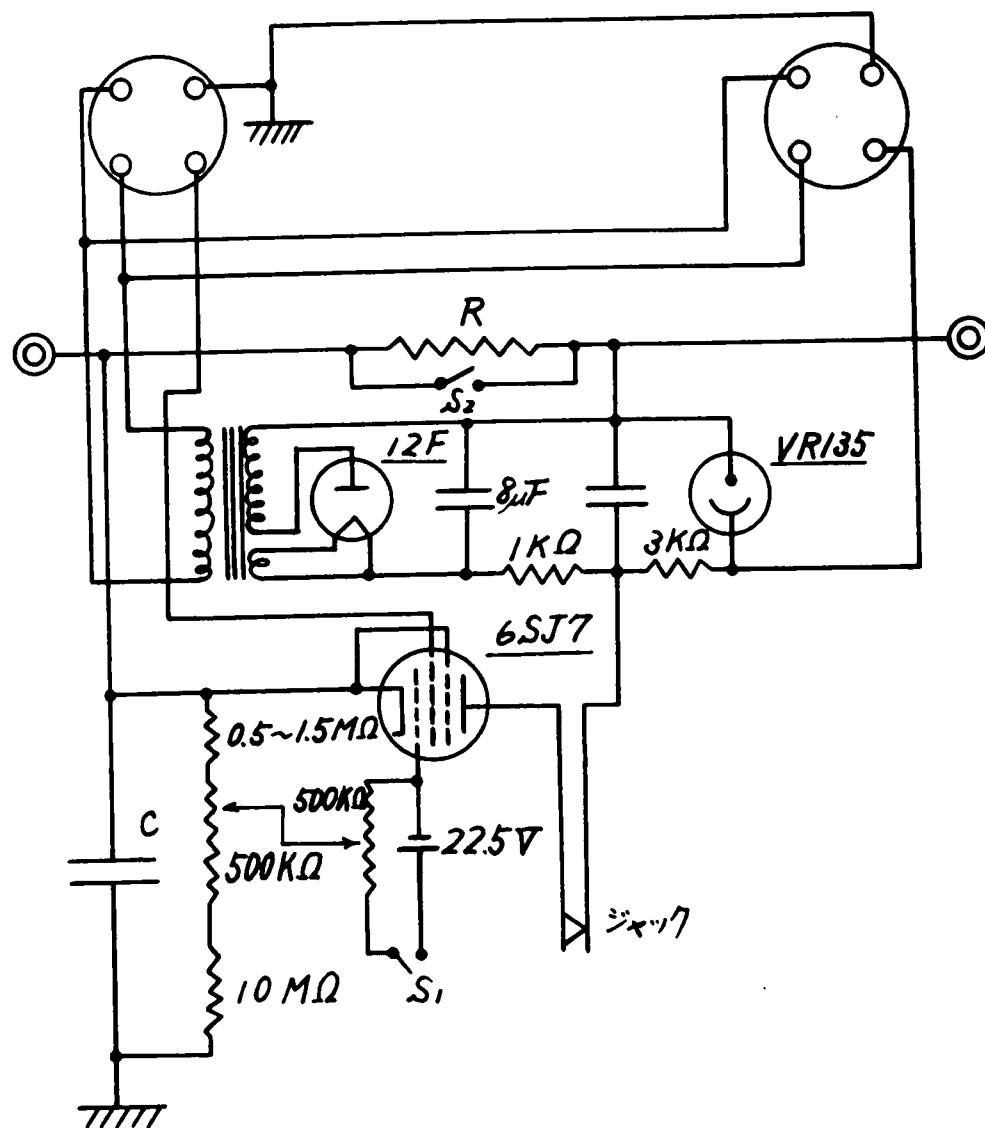


図 2.5.1 河道電子回路図

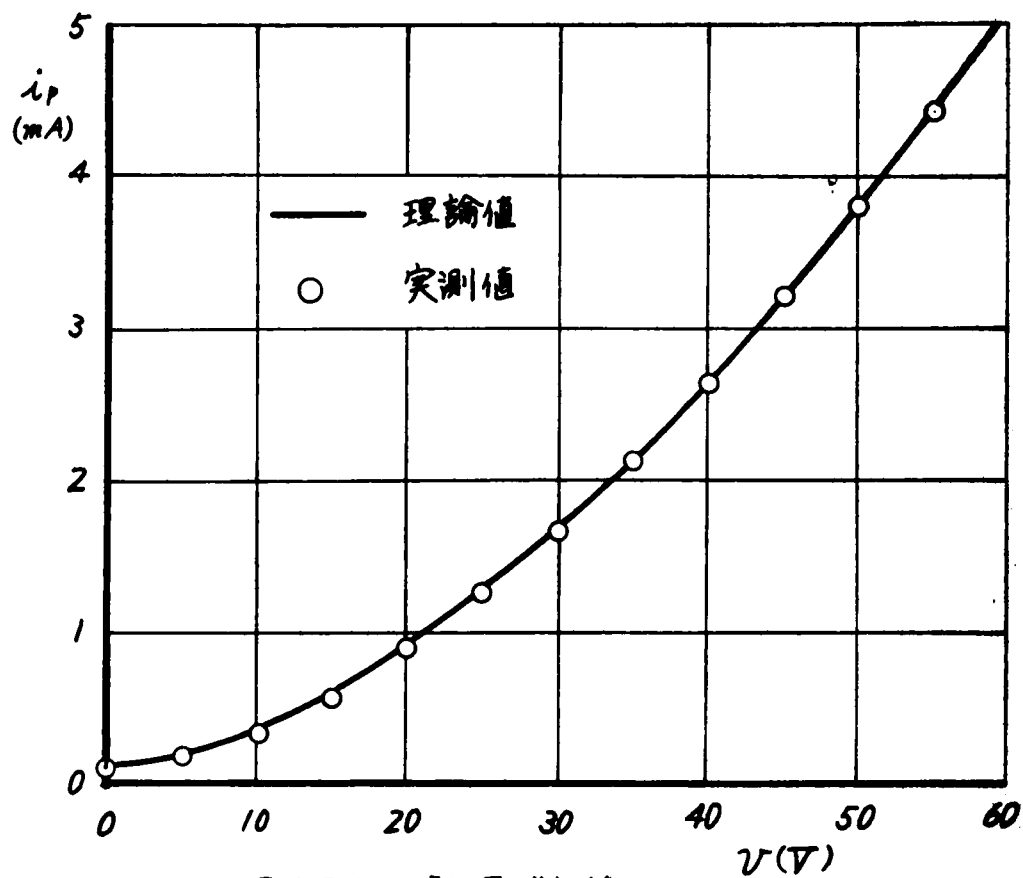


図 2.5.2 $5/3$ 乗特性

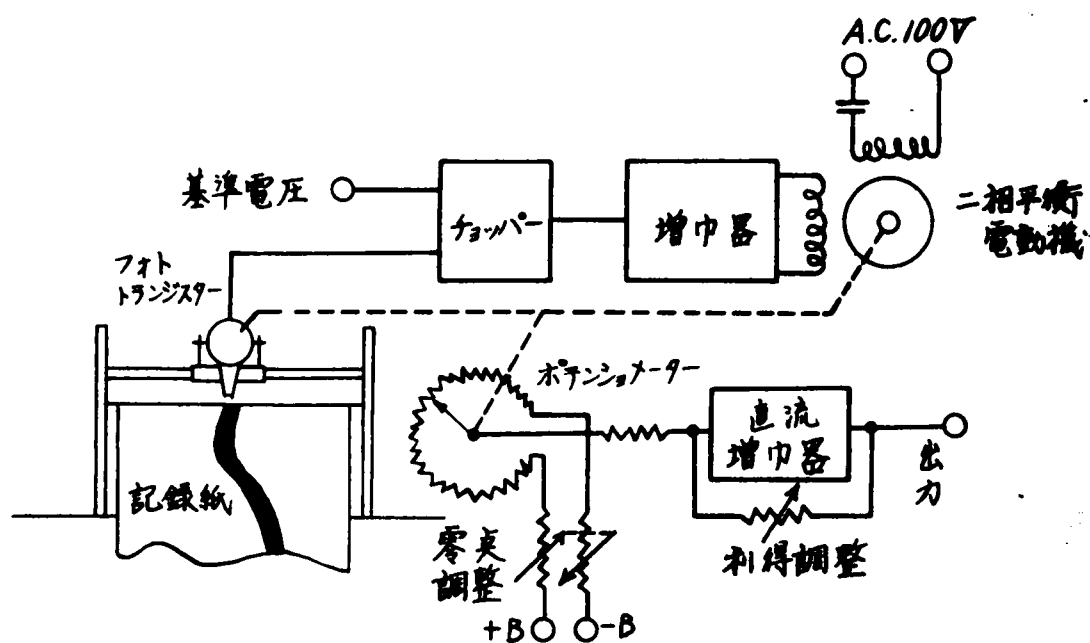
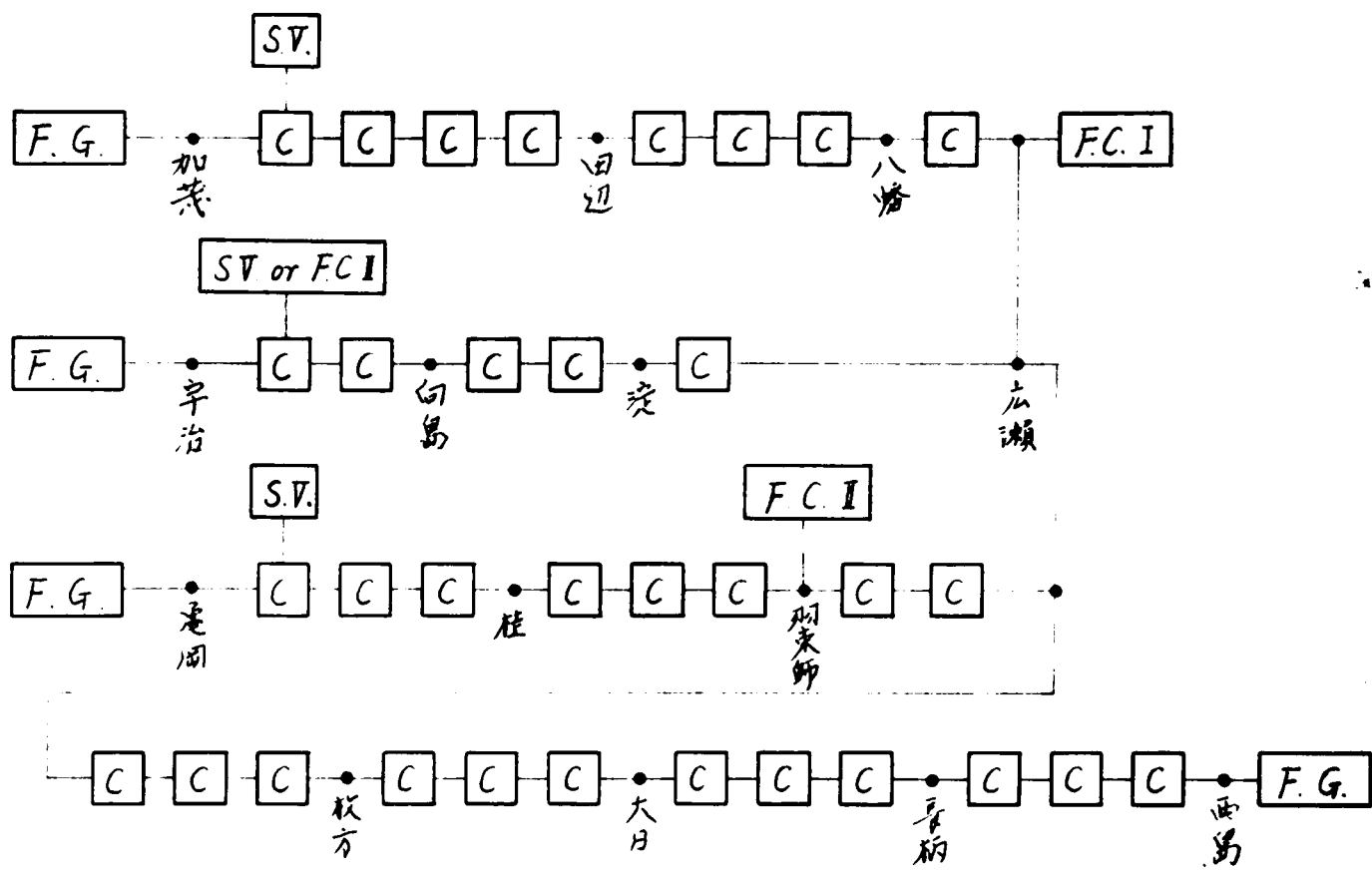


図 2.5.3 関数発生装置説明図



F.G.	任意関数発生装置
F.C.	強制電流線
C	河道素子
S.V.	スクリーン電圧供給源

図 2.5.4 淀川洪水追跡器のブロックダイヤグラム

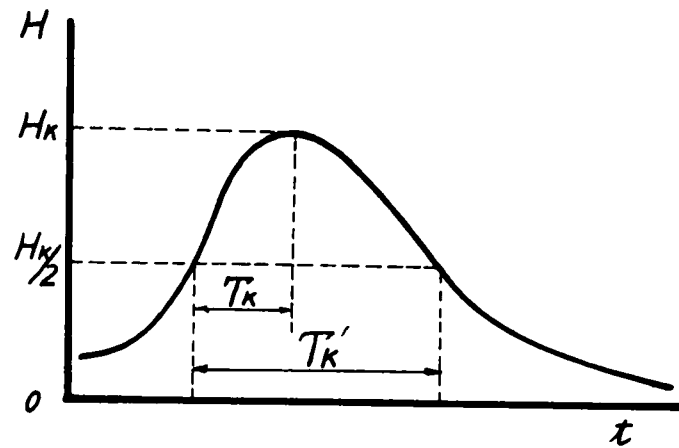


図 2.5.5 洪水波形の説明図

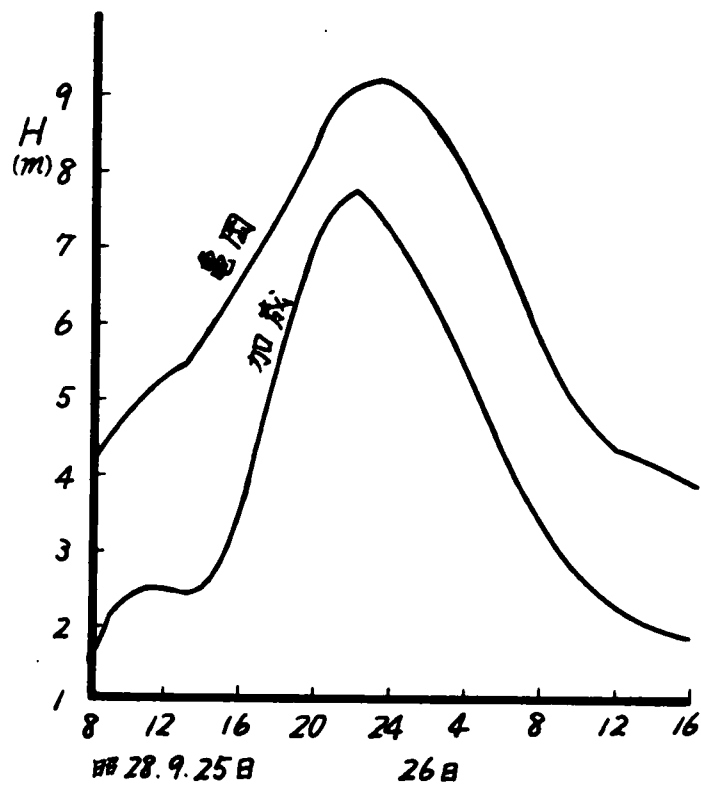


図 2.5.6 昭和28年13号台風時の洪水波形

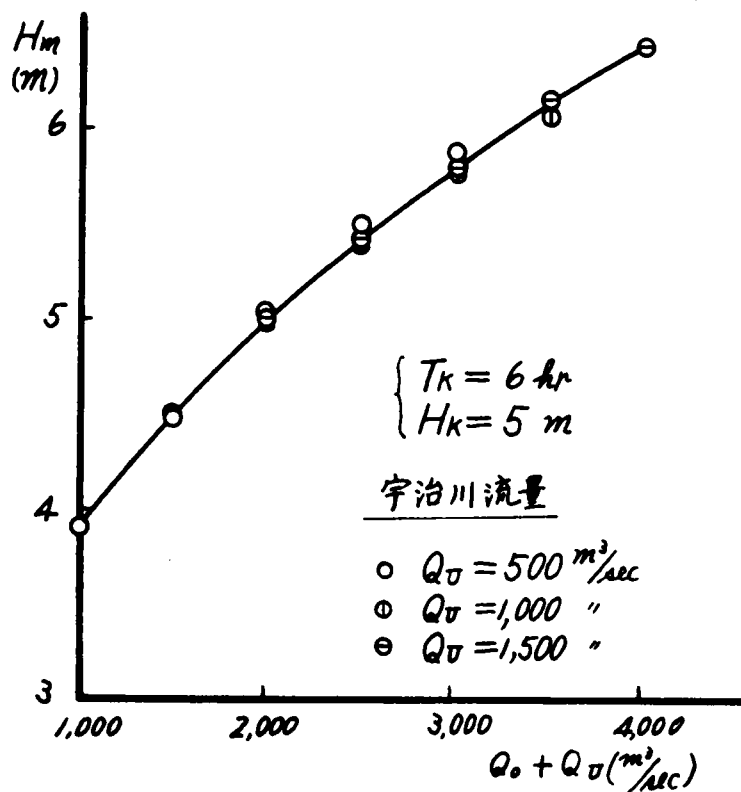
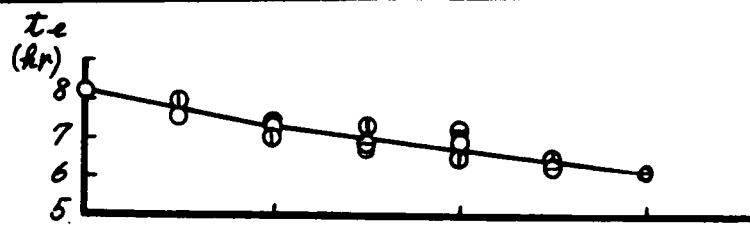


図 2-5-7 H_m, t_e および $Q_0 + Q_v$ の関係

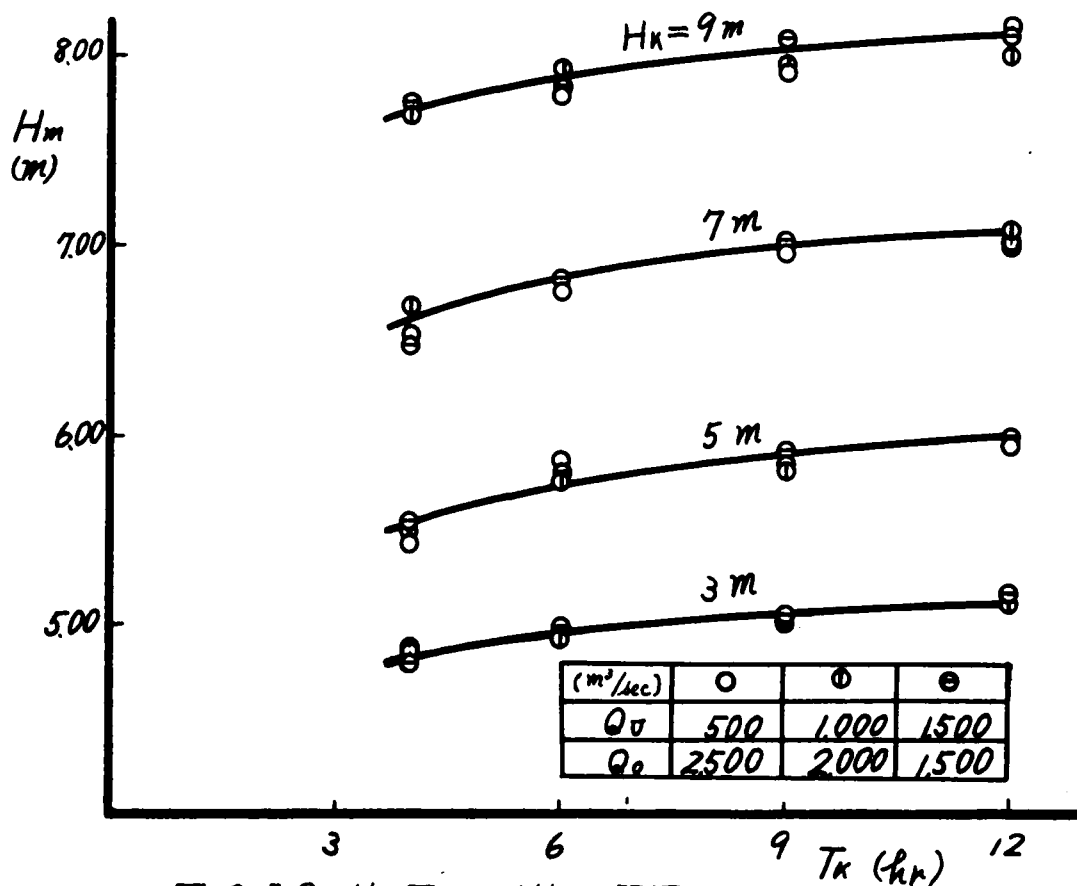


図 2-5-8 H_m, T_k および H_k の関係

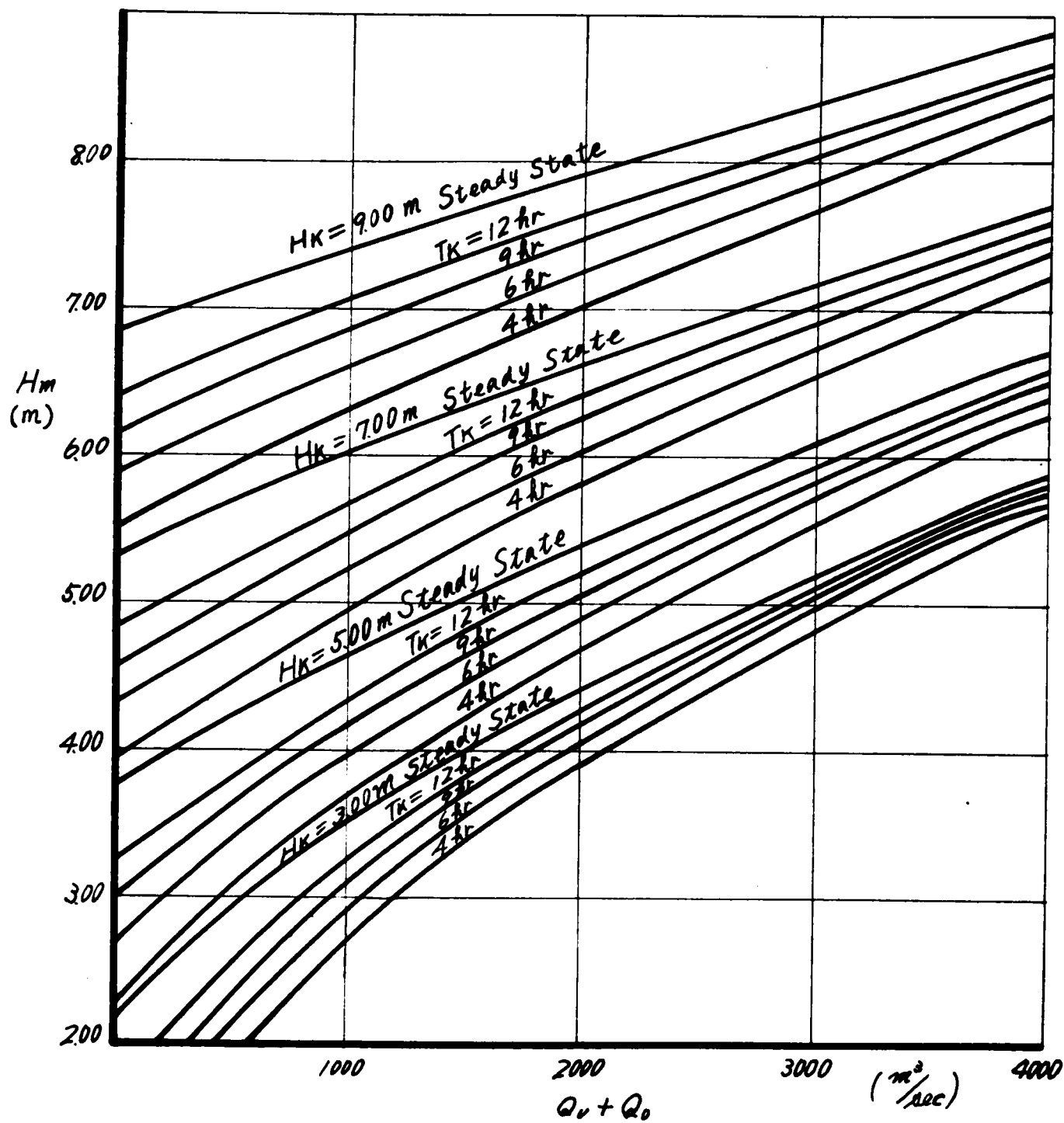


図 2.5.9 (a) H_m, H_k, T_k および $Q_v + Q_o$ の関係

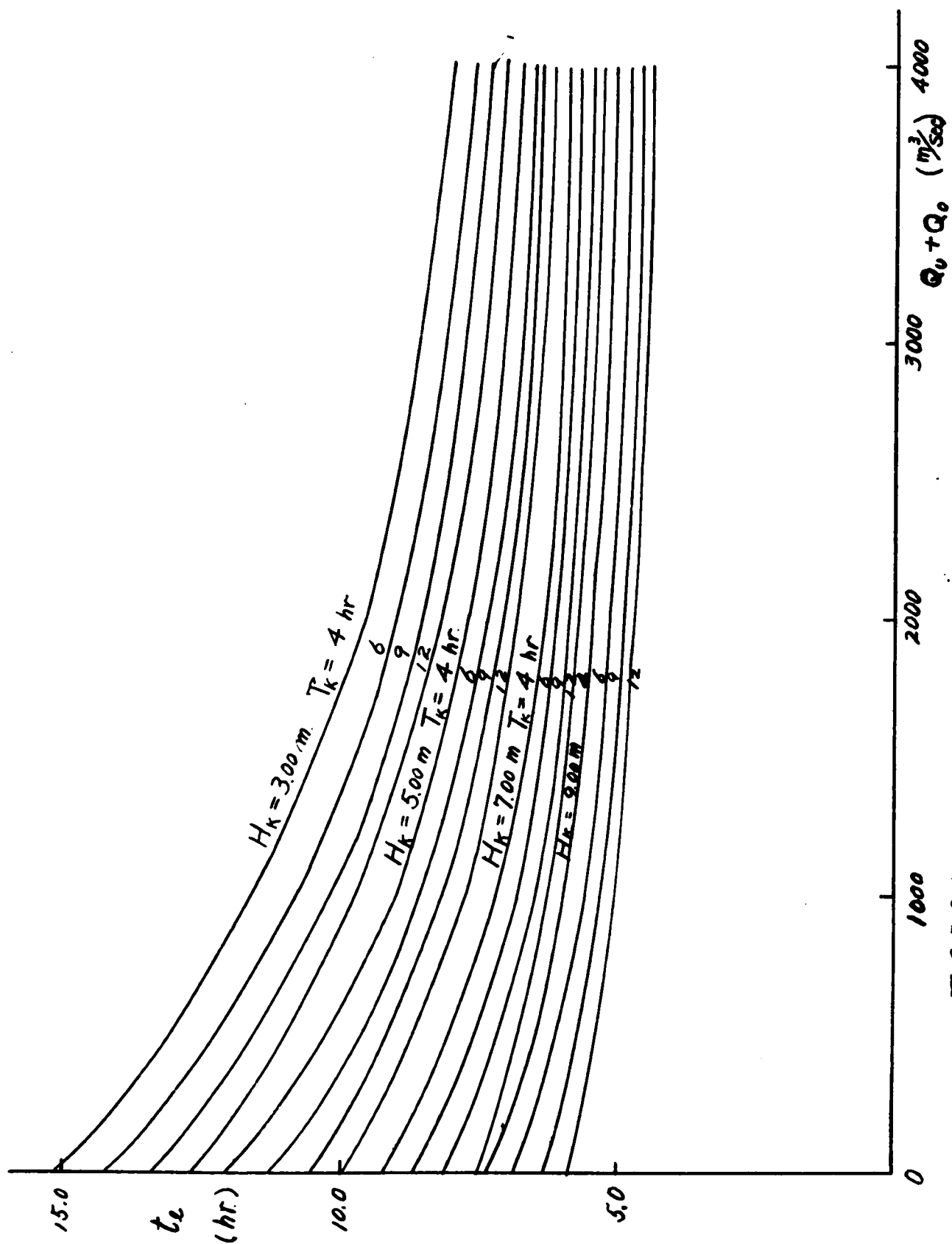
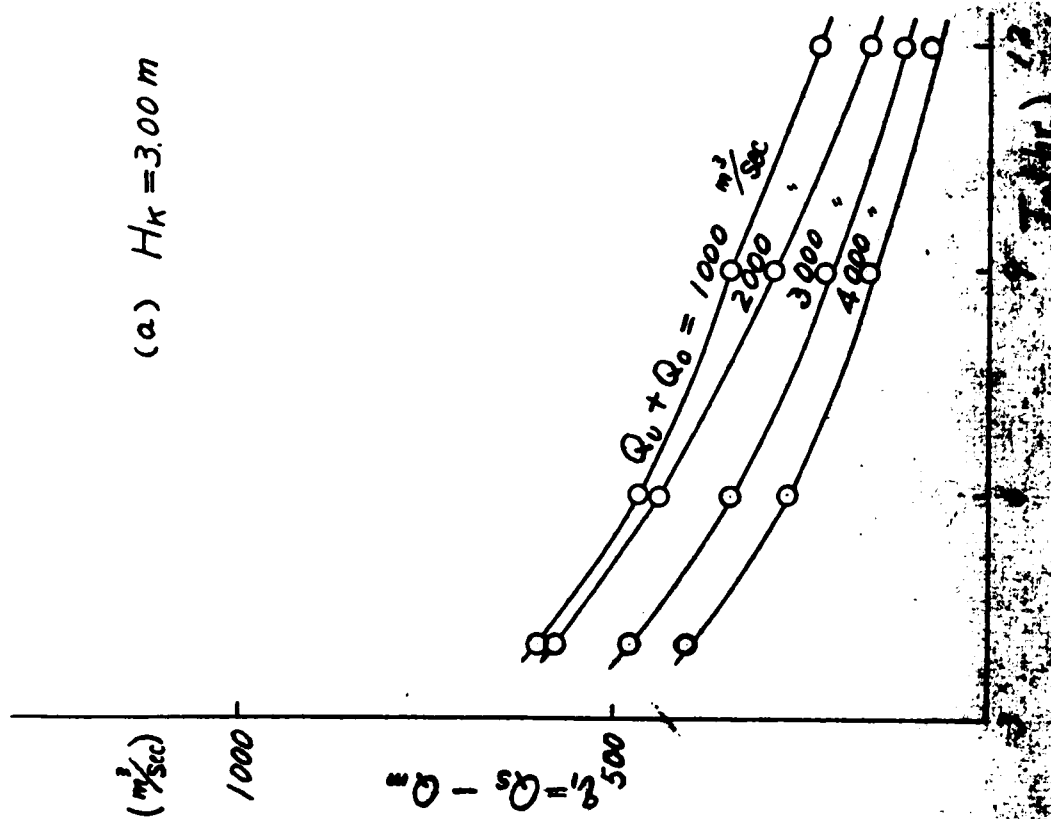
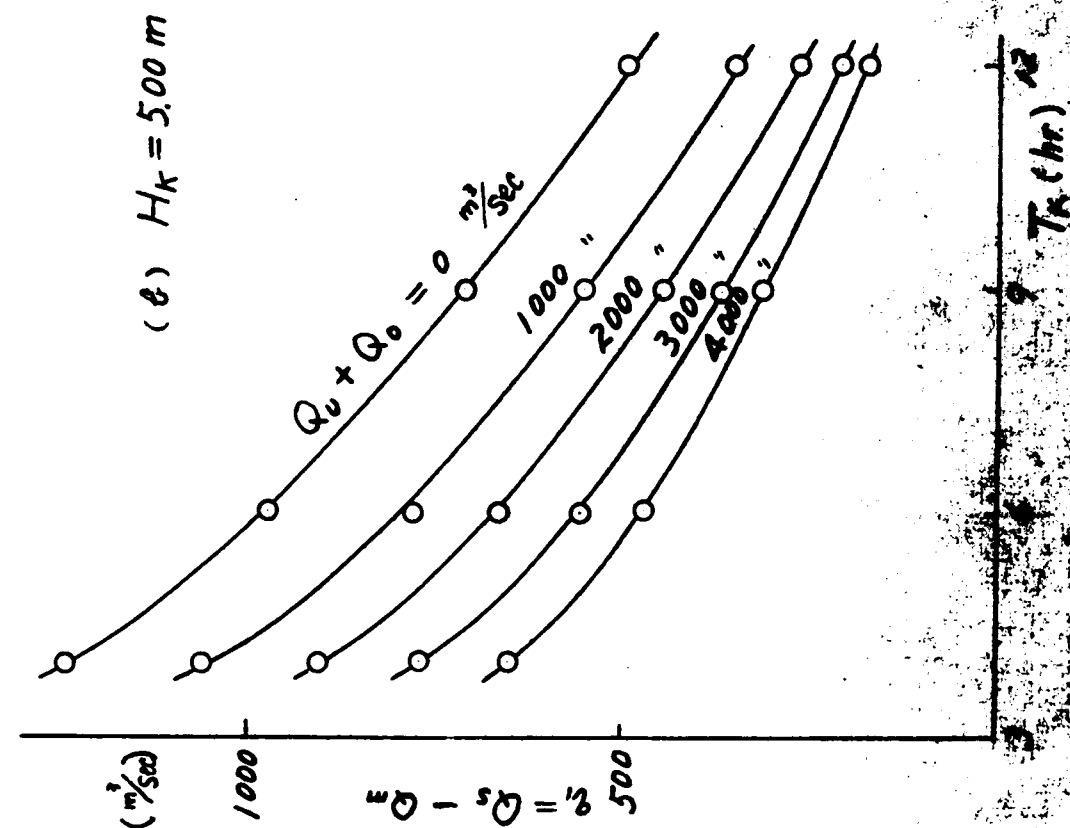
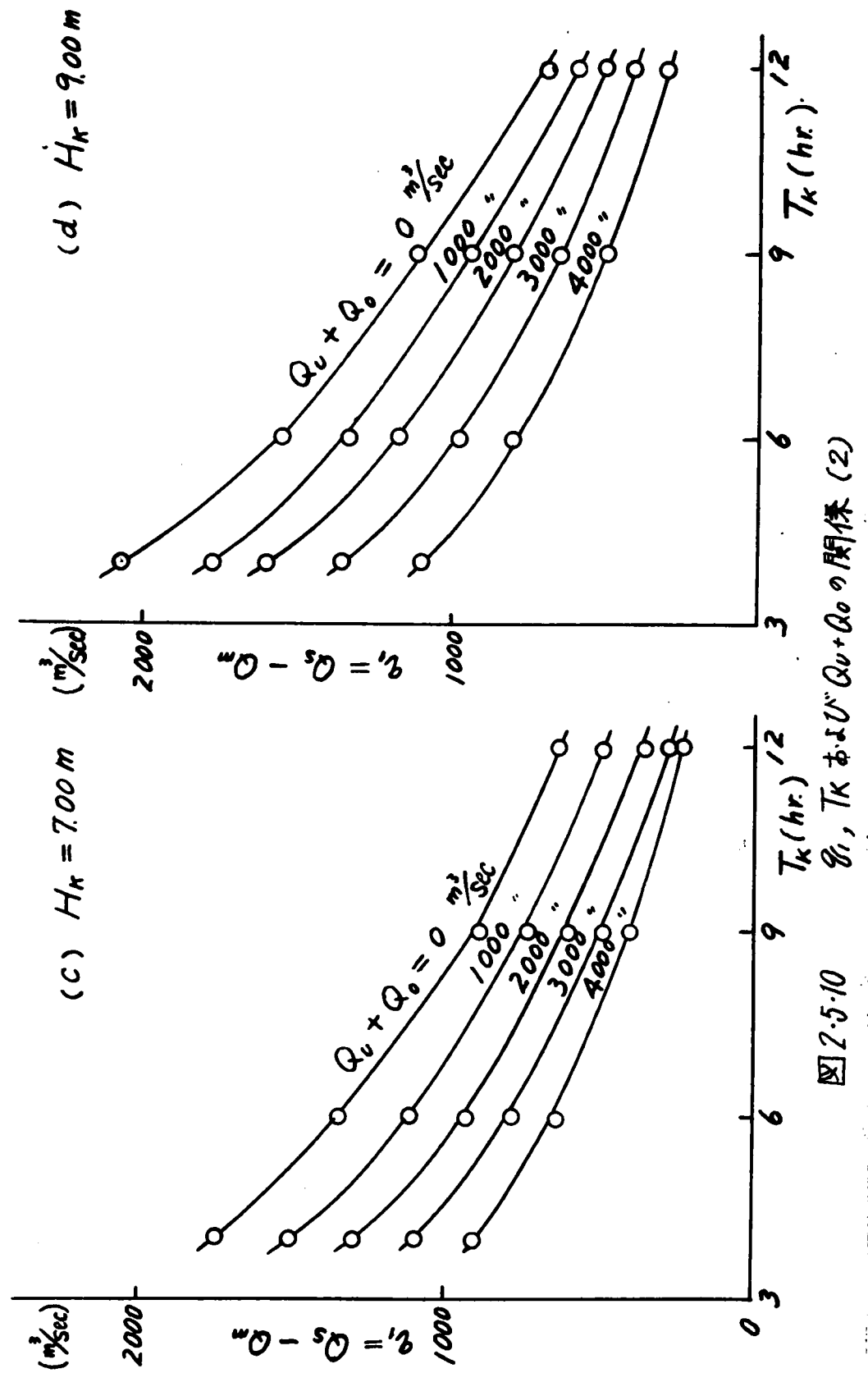


図 2-5-9 (b) t_e , T_k , H_k 及び $Q_v + Q_o$ の関係





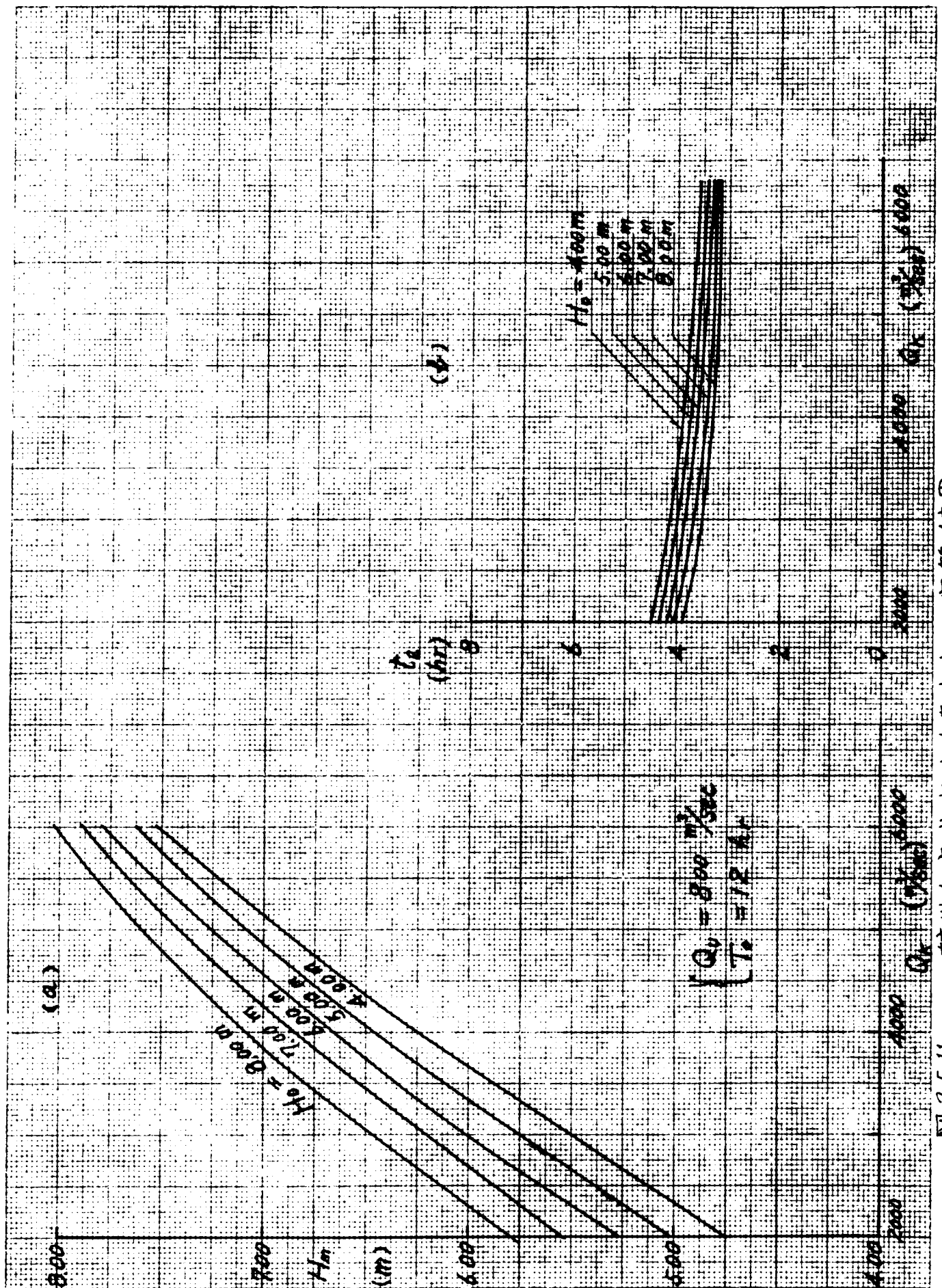


図 2.5.11 柱川を主出水としたときの演算結果

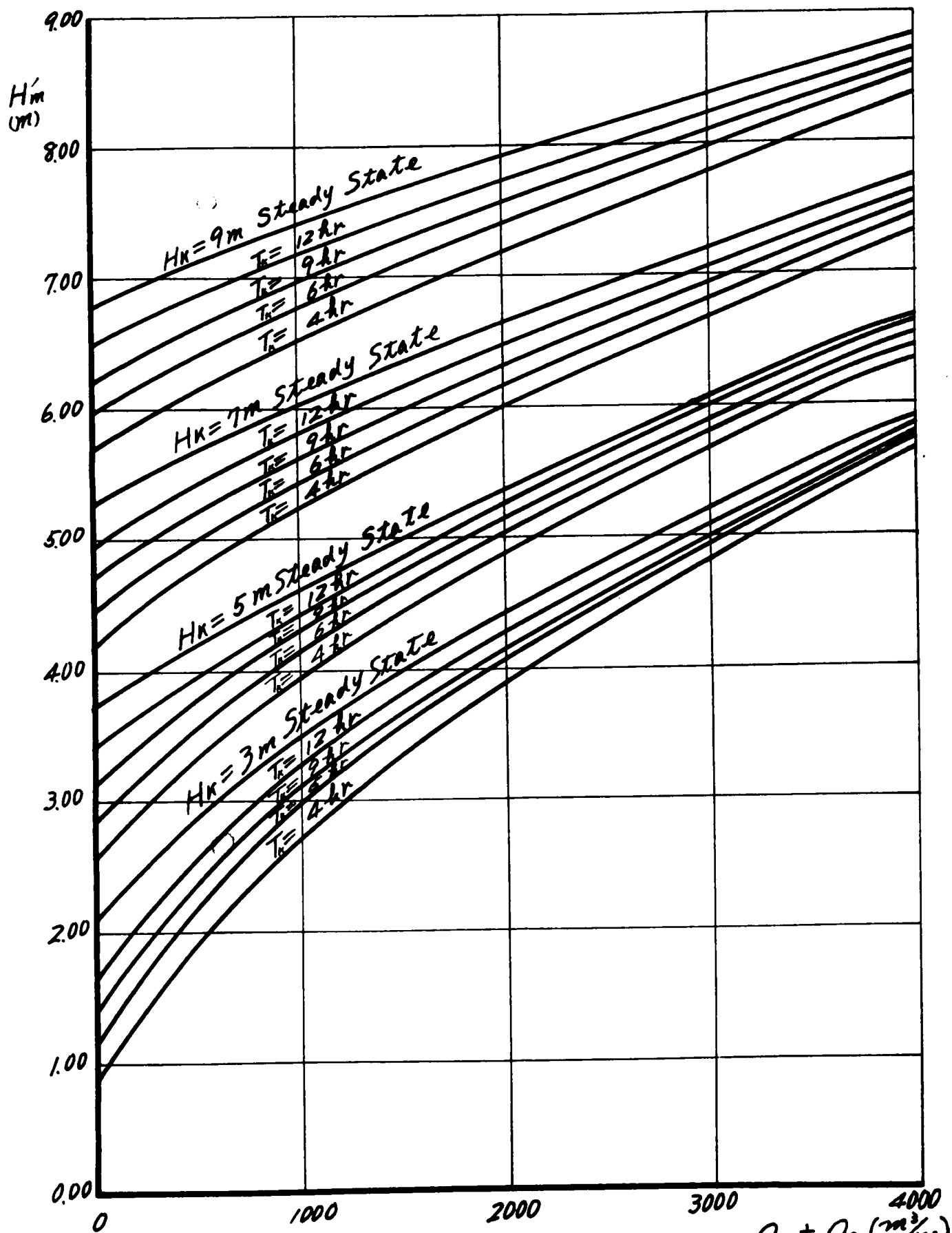


図 2.5.12 (a)

背水による貯留効果を考慮しないときの
 H_m, T_c, H_k および $Q_u + Q_o$ の関係

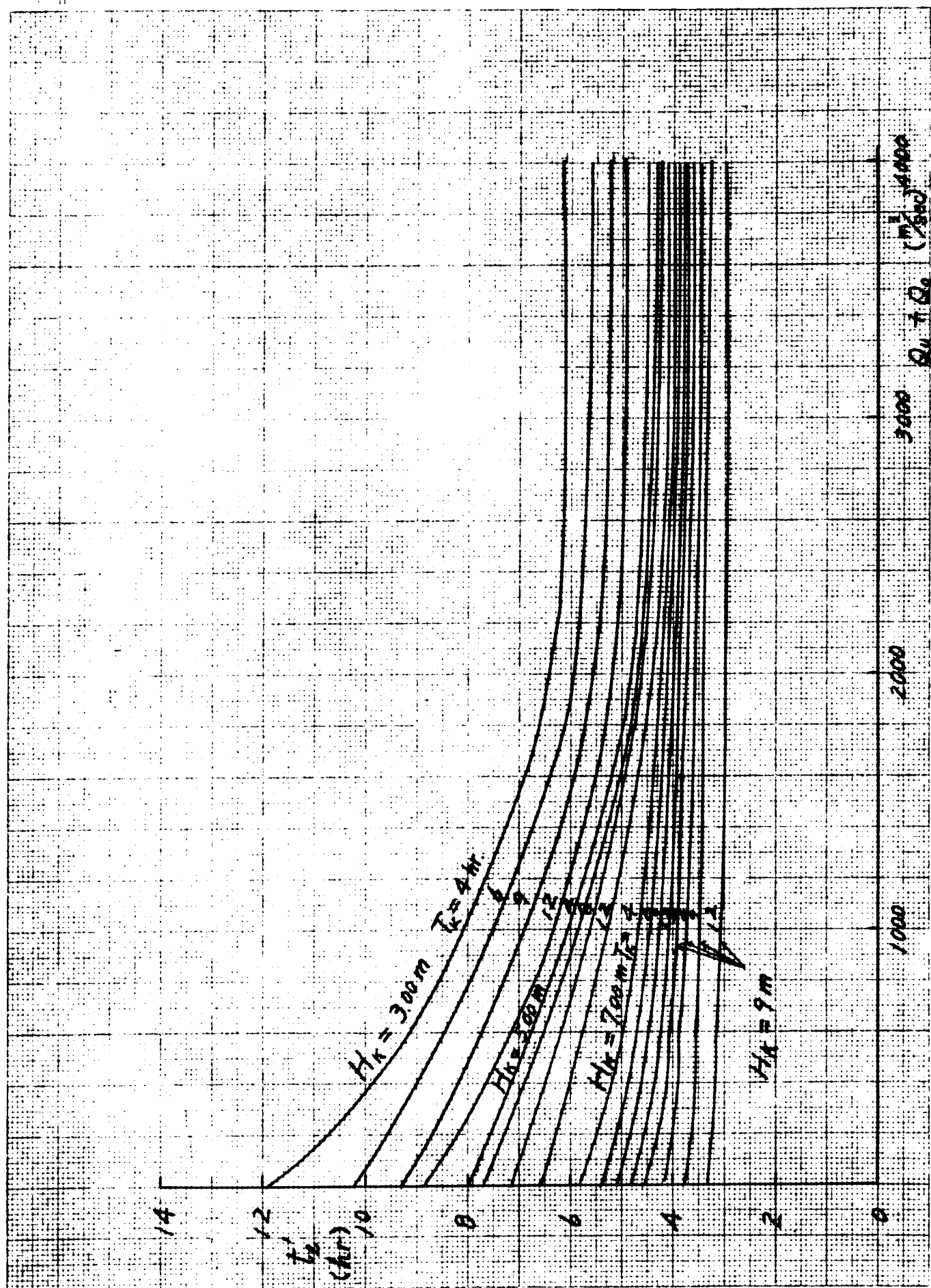


図 2-5-12 (6) 背水による貯留効果を考慮しないときの t_k' , T_k , H_k および $Q_u + Q_0$ の関係

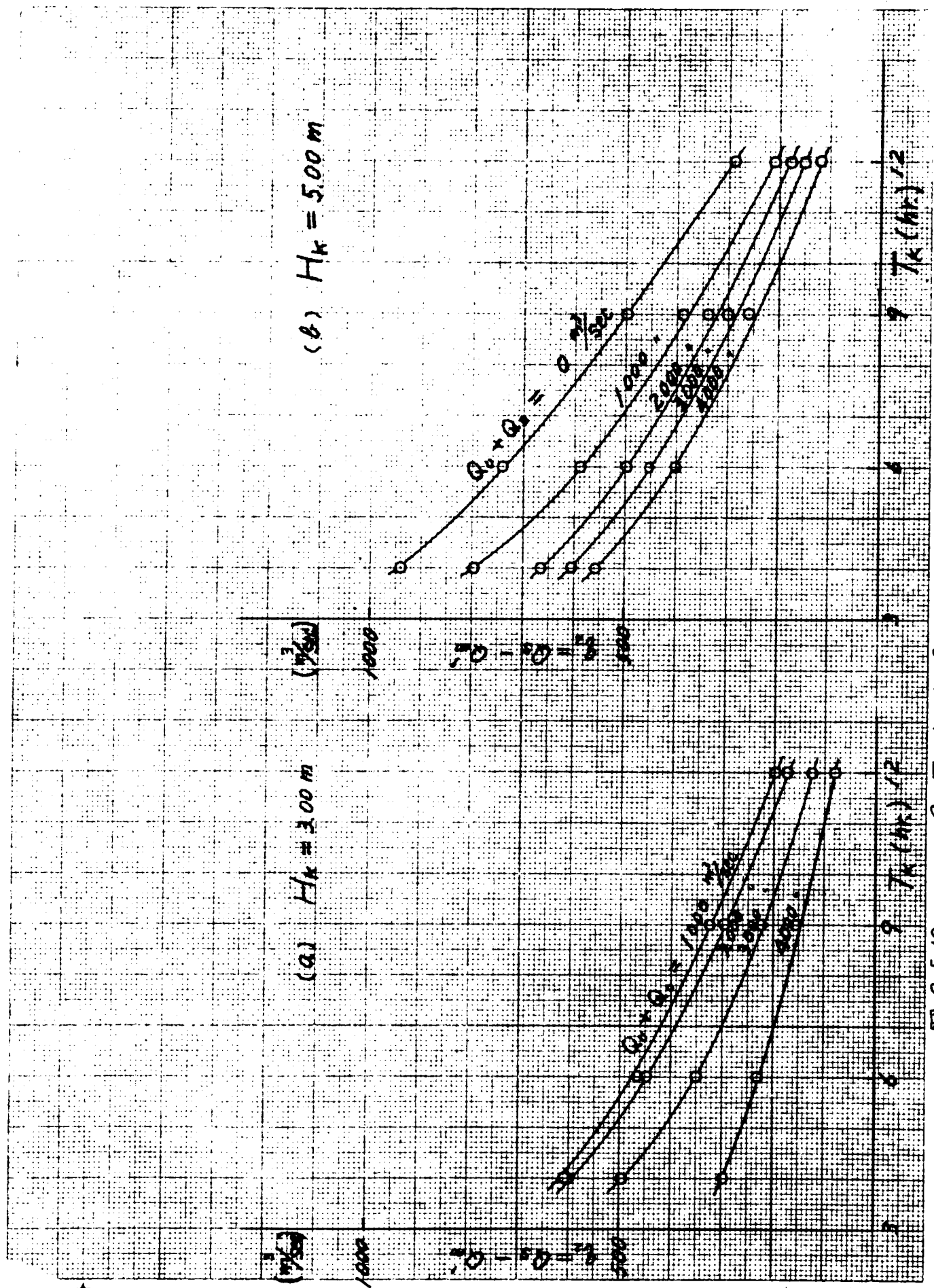


図 2.5.13 Q_v, T_k および $Q_v + Q_0$ の関係 (1)

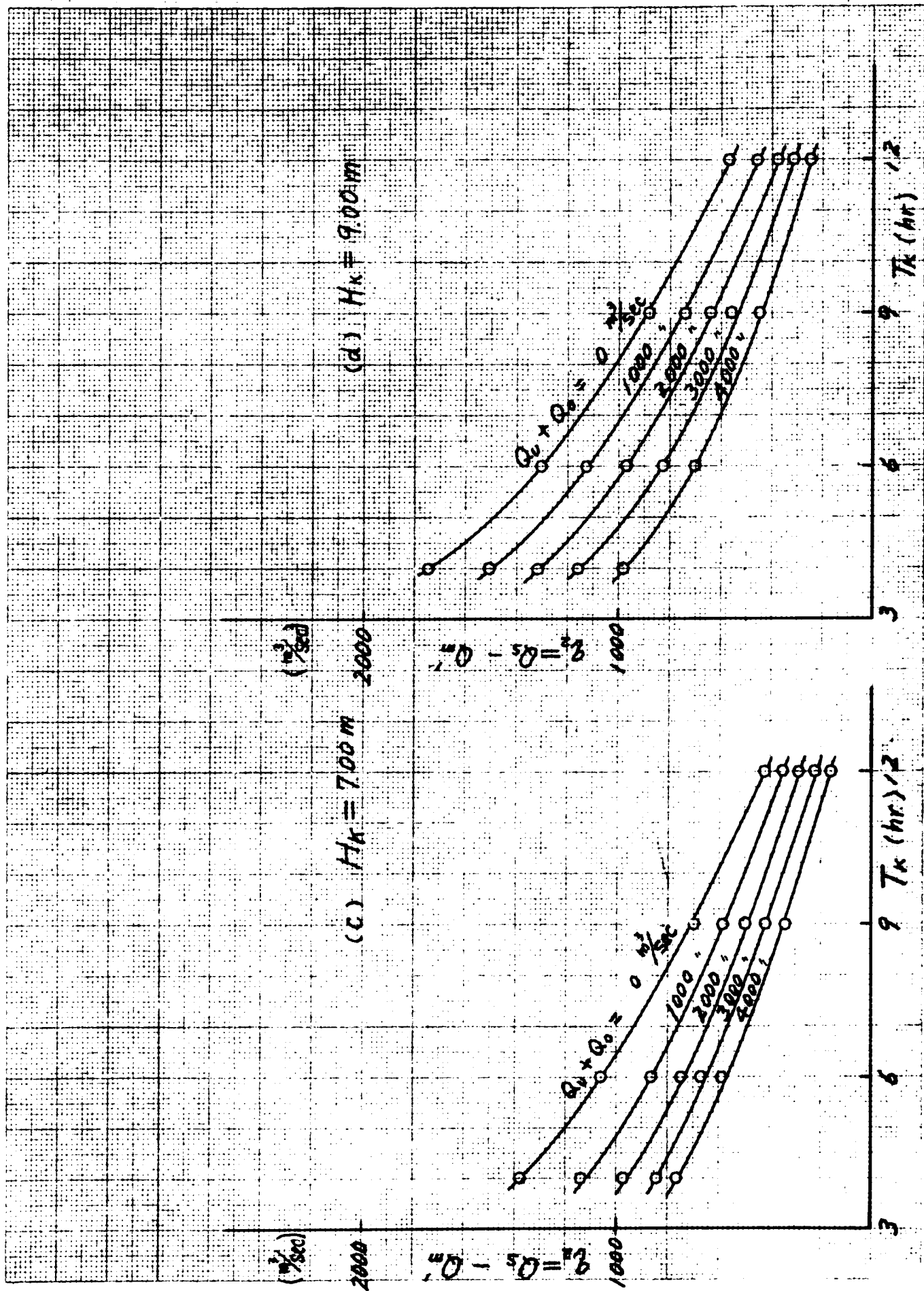


図 2.5.13 q_2, T_K および $Q_0 + Q_1$ の関係 (2)

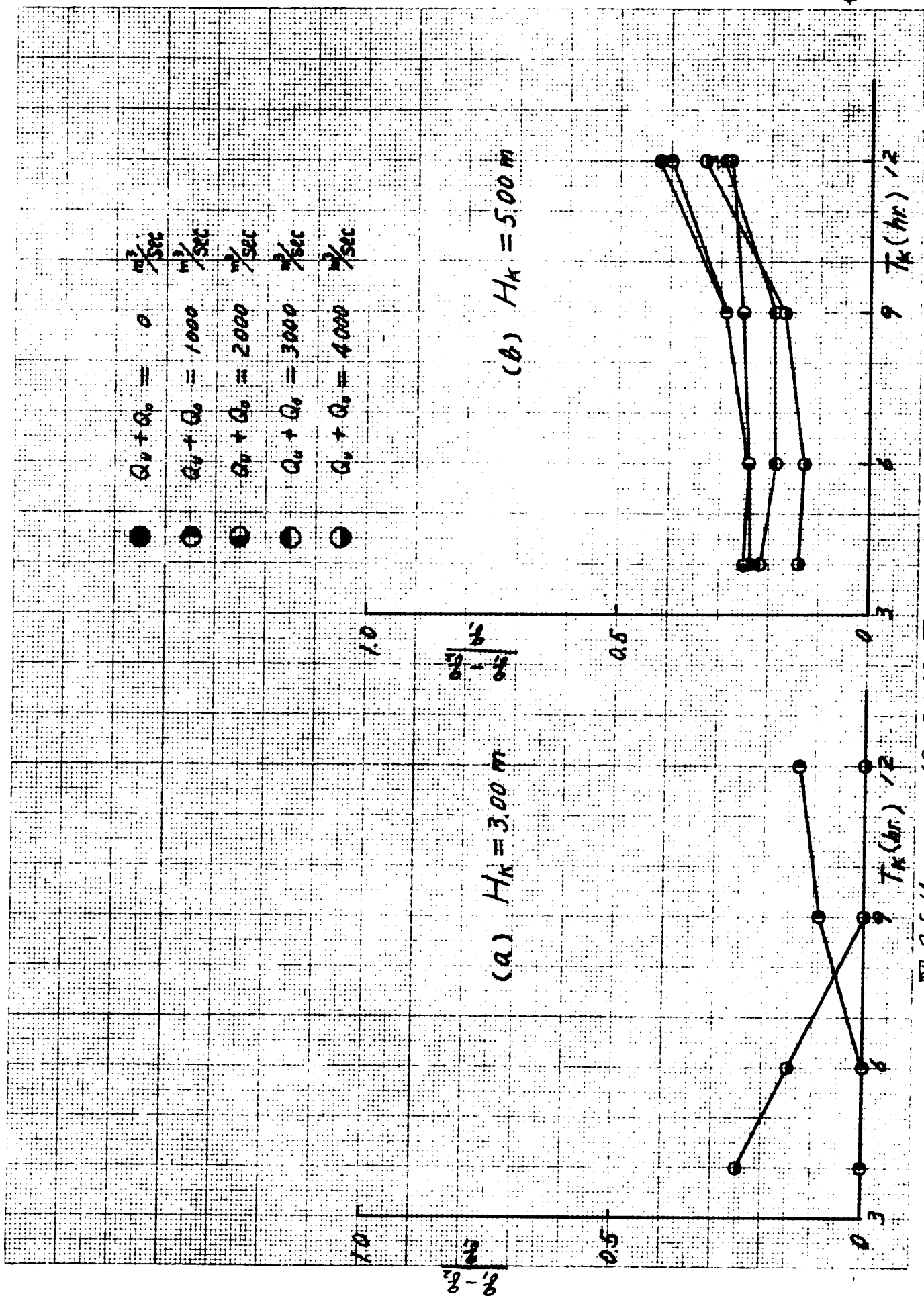


図 2.5.14 $(g_1 - g_2)/g_1, T_K$ および $Q_v + Q_0$ の関係 (1)

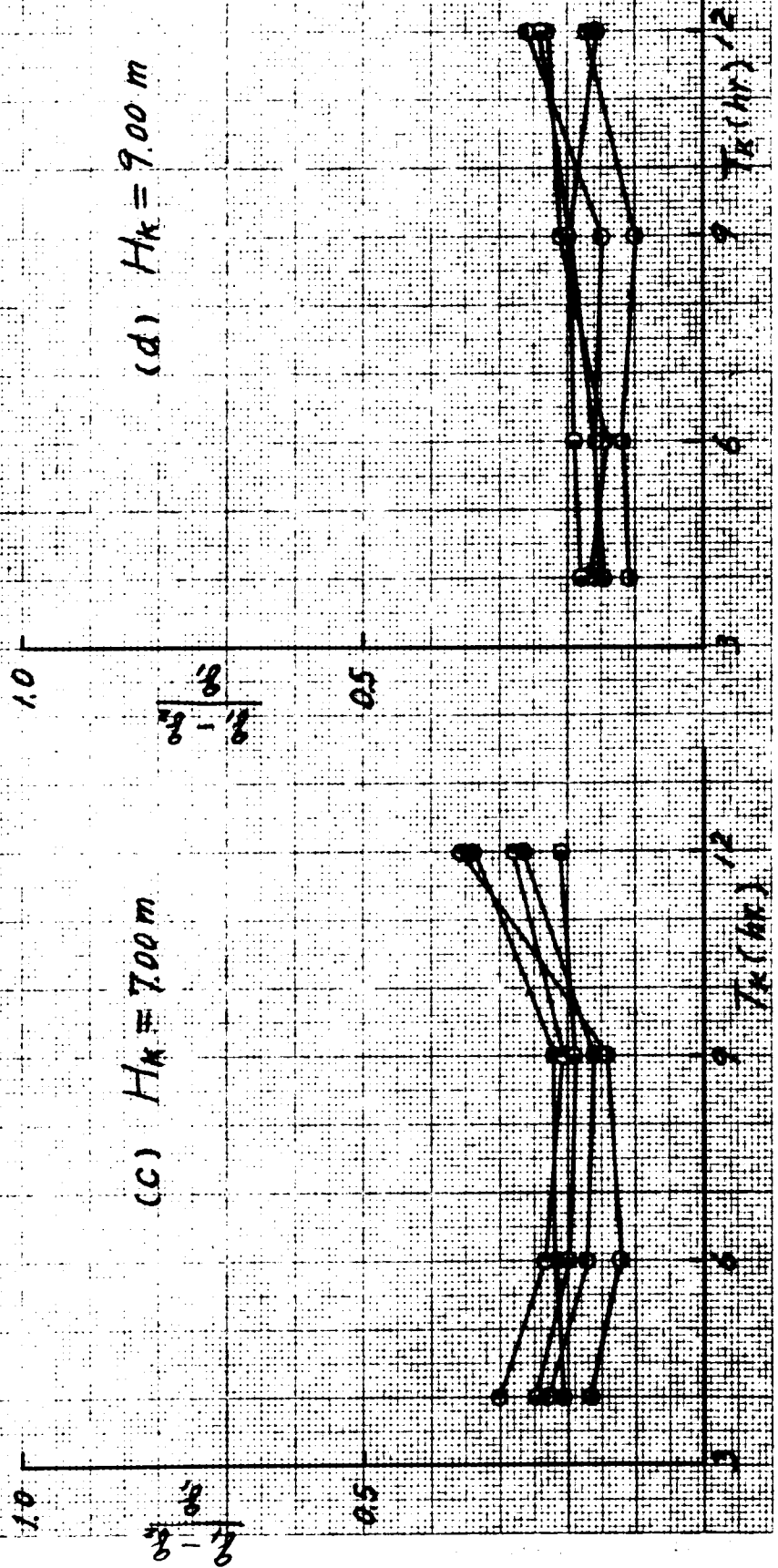


図 2.5.14 $(q_1 - q_2) / q_1$, T_K および $Q_D + Q_0$ の関係 (2)

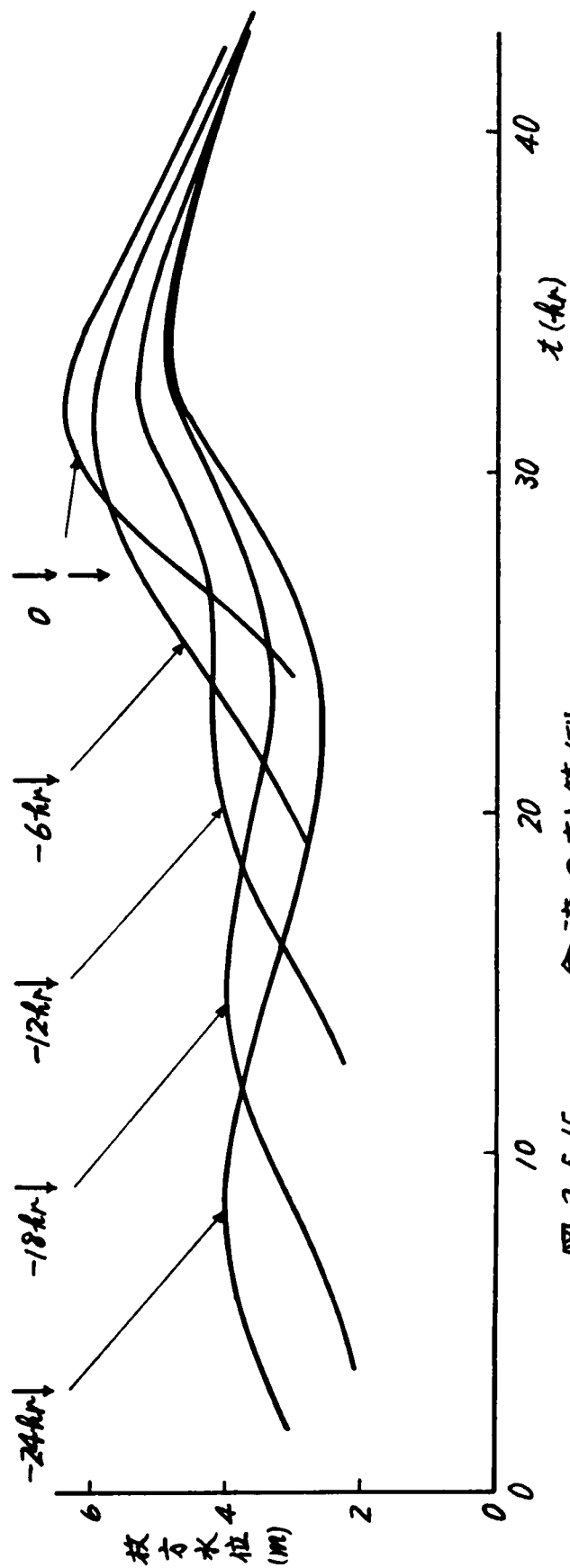
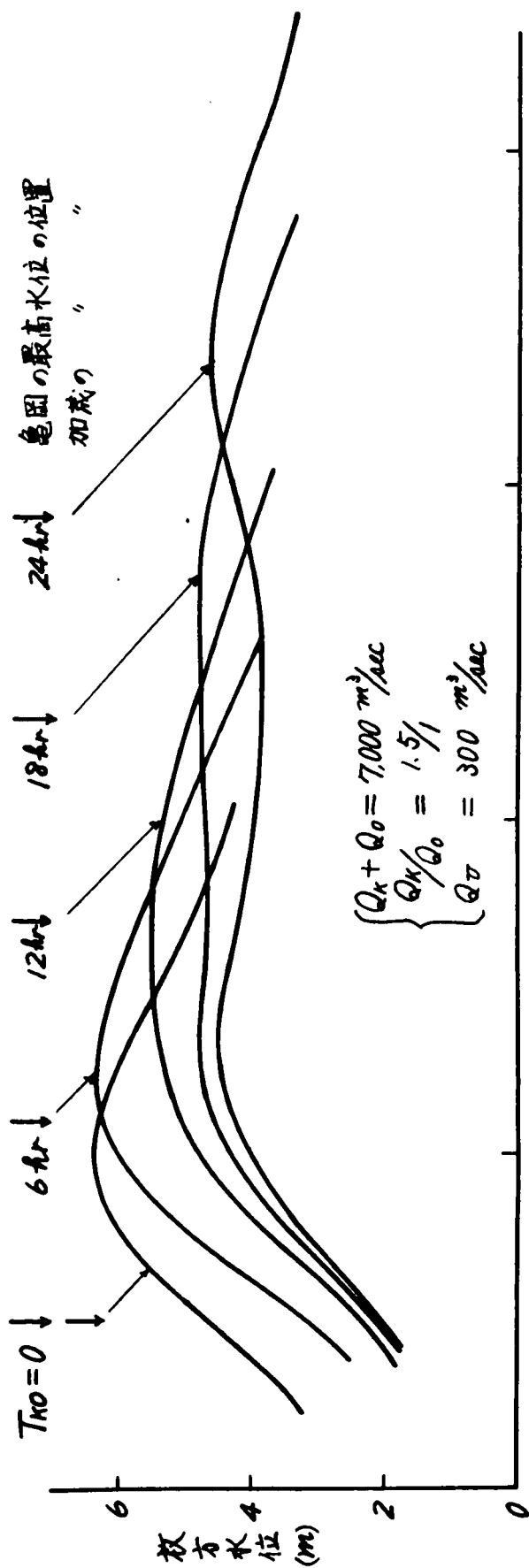


図 2-5-15 合流の計算例

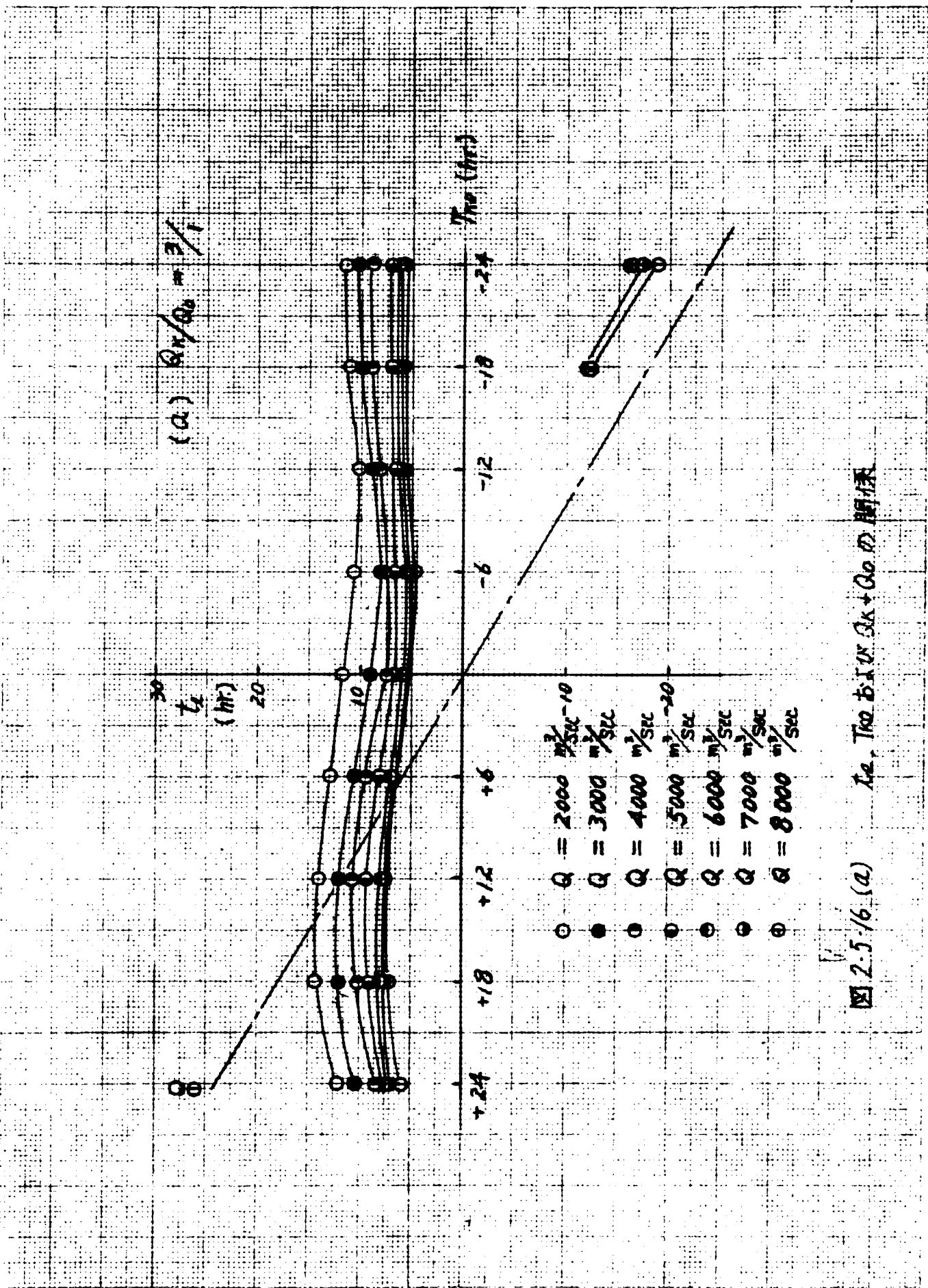
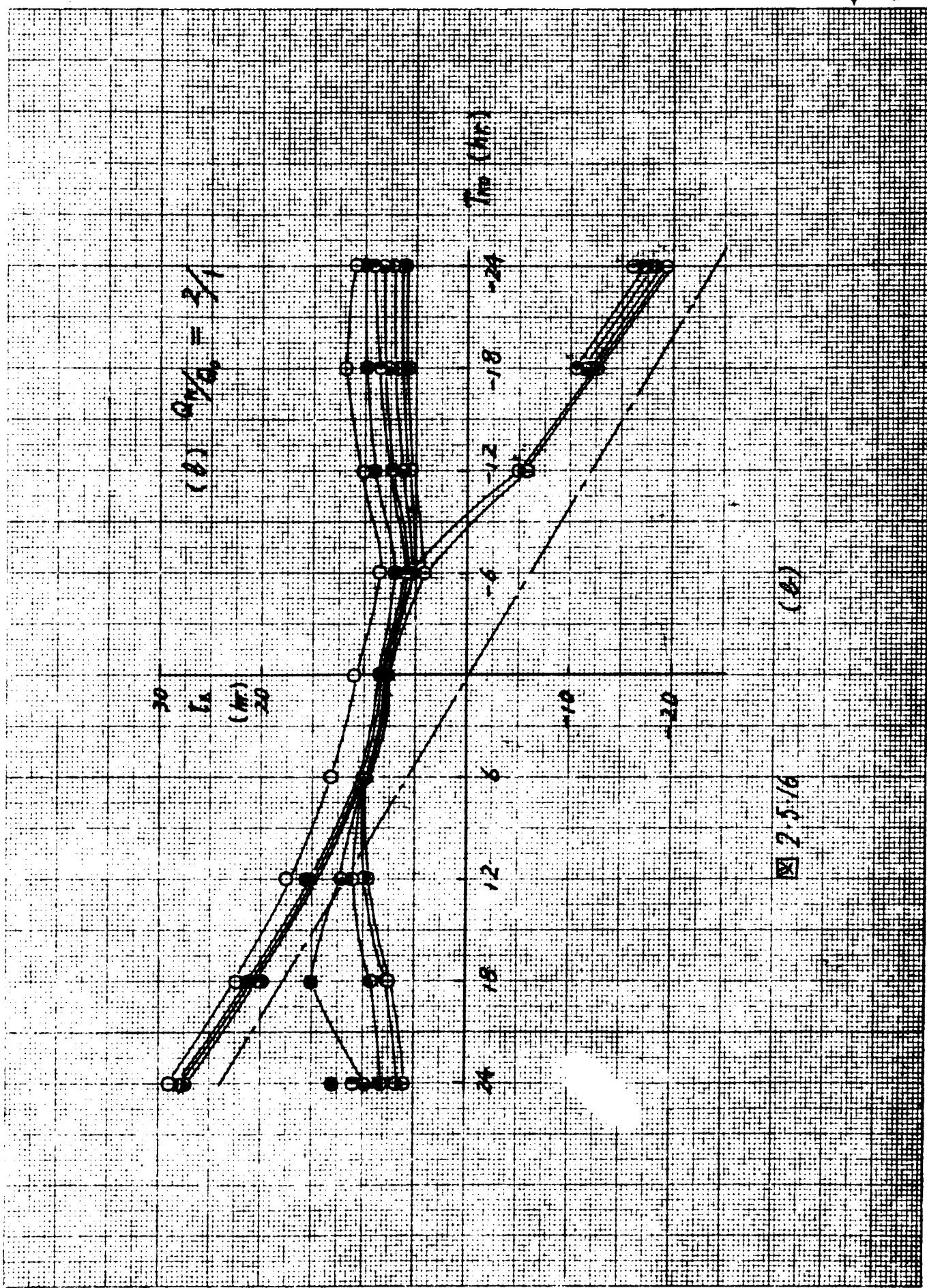
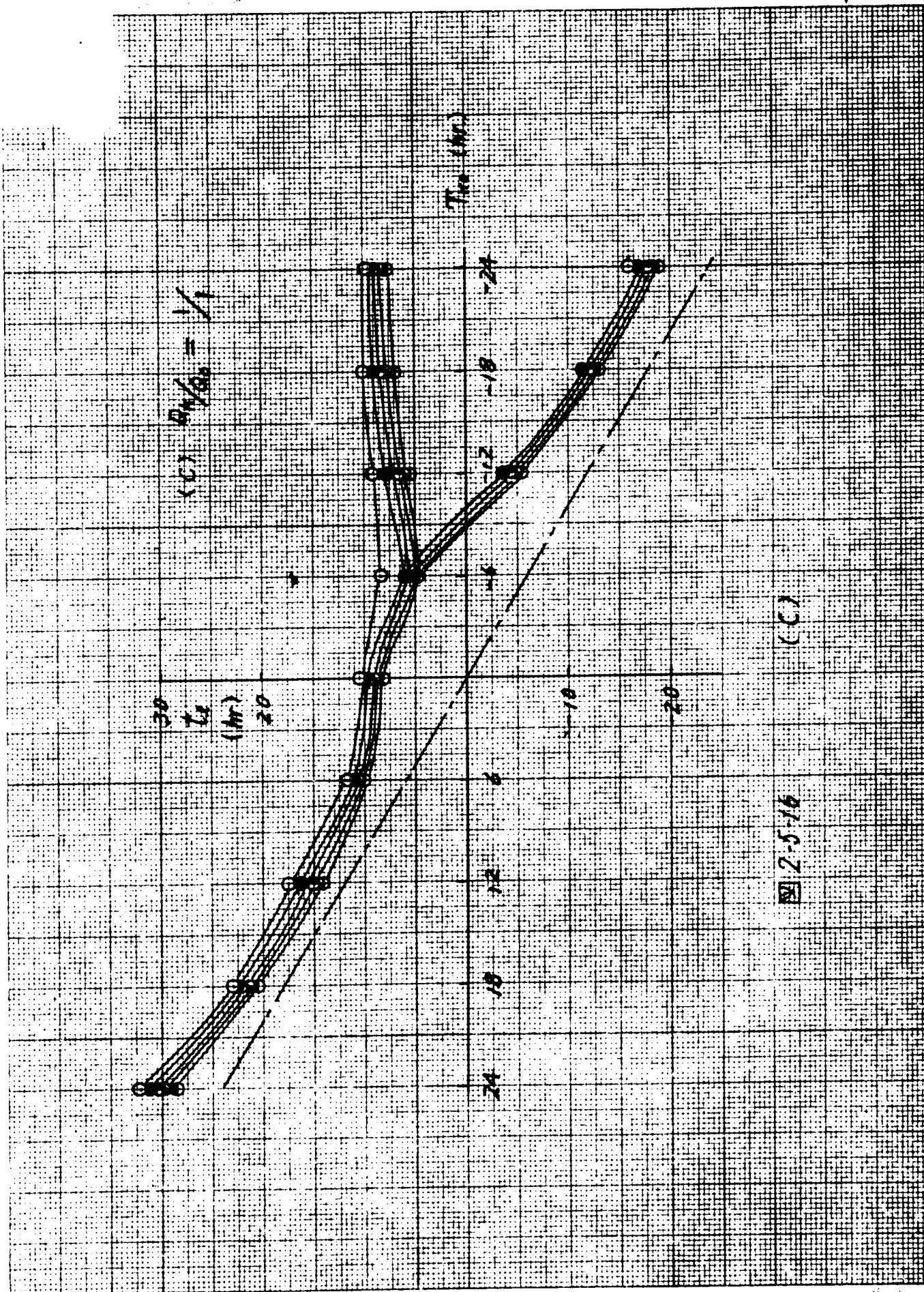
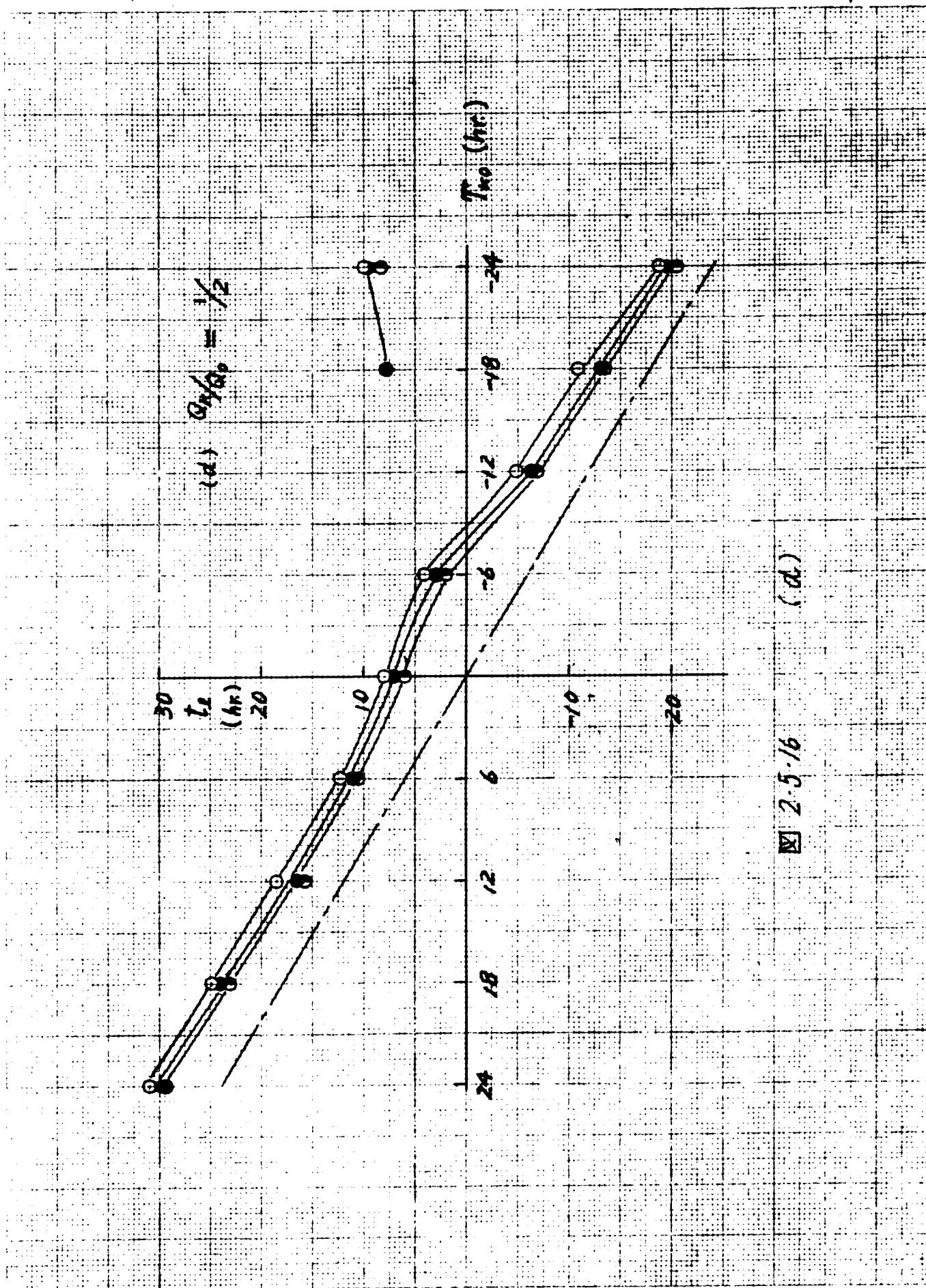


図 2.5-6 (a) T_m , T_m と Q_1 , Q_0 の関係







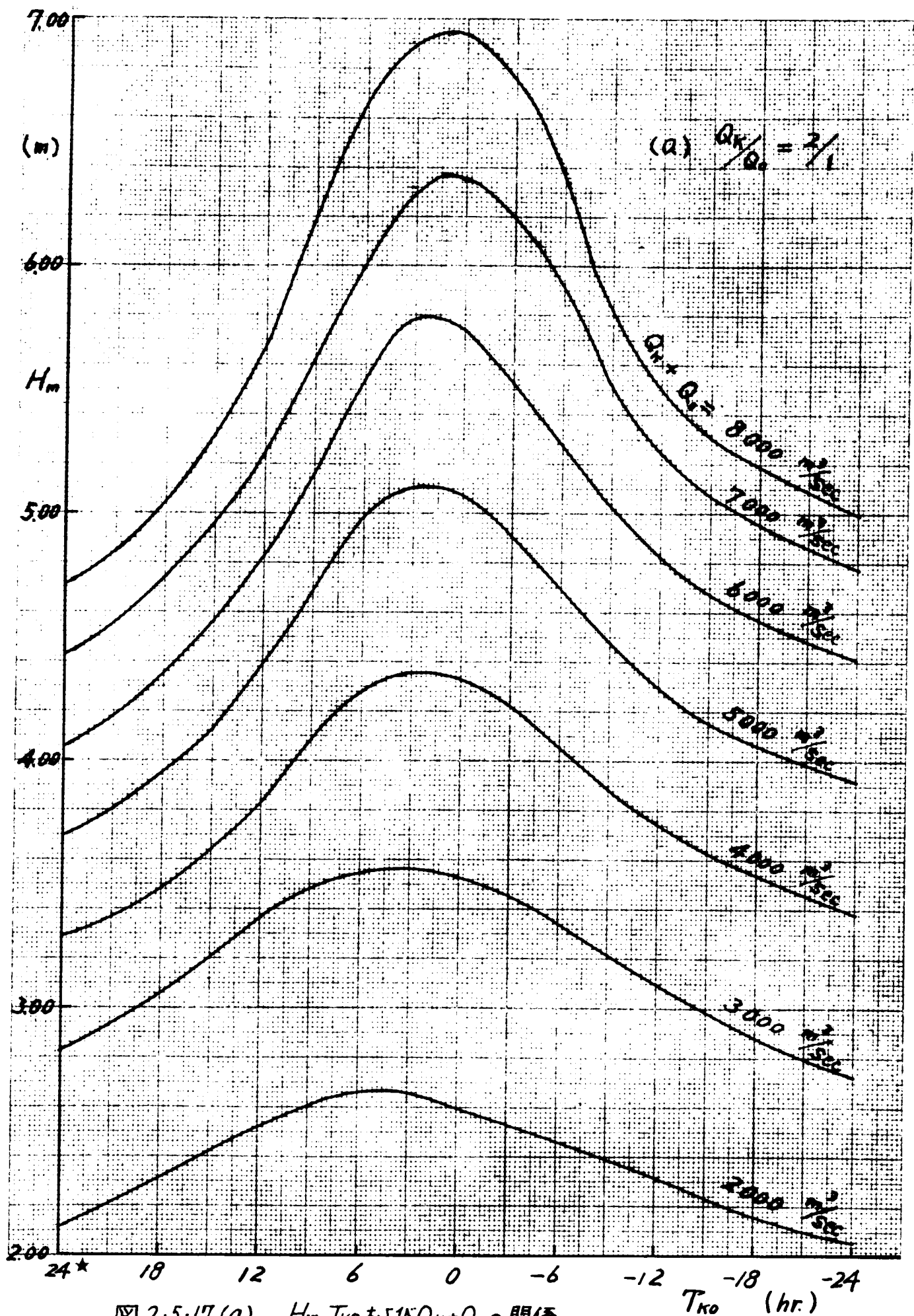
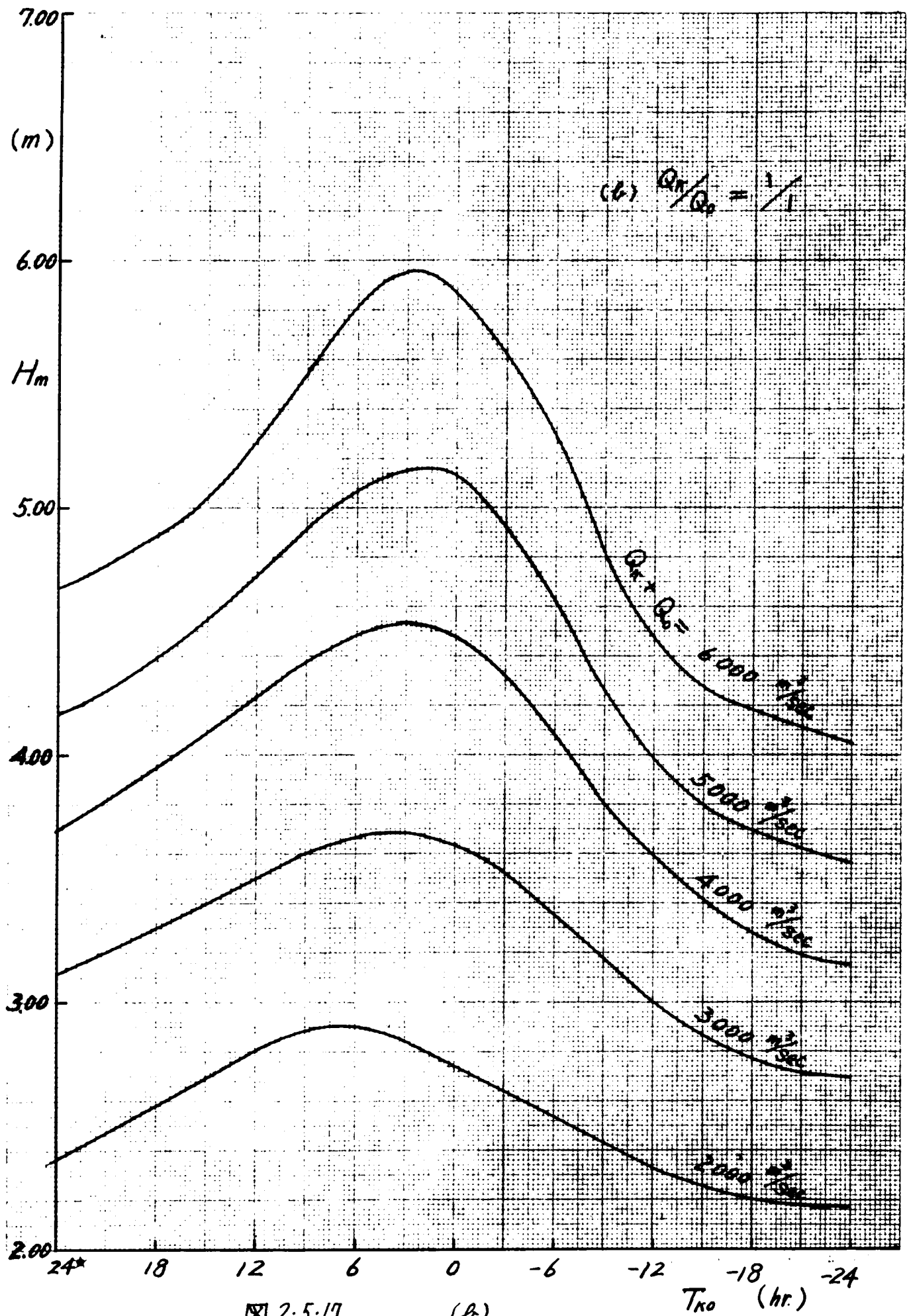
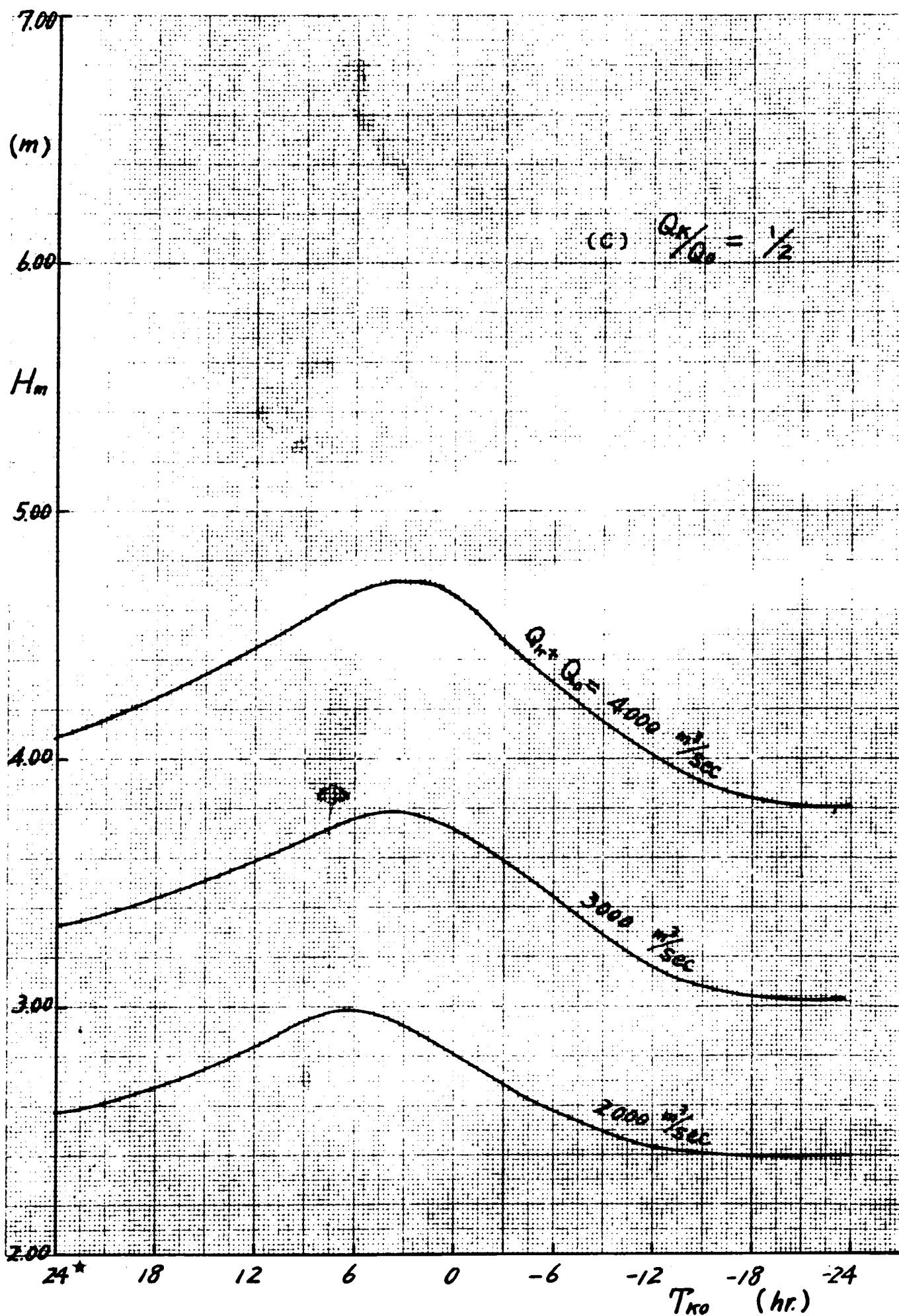


図 2.5.17(a) H_m, T_{ko} および $Q_k + Q_0$ の関係



2.5.17

(b)



2.5.17

(C)
-49-

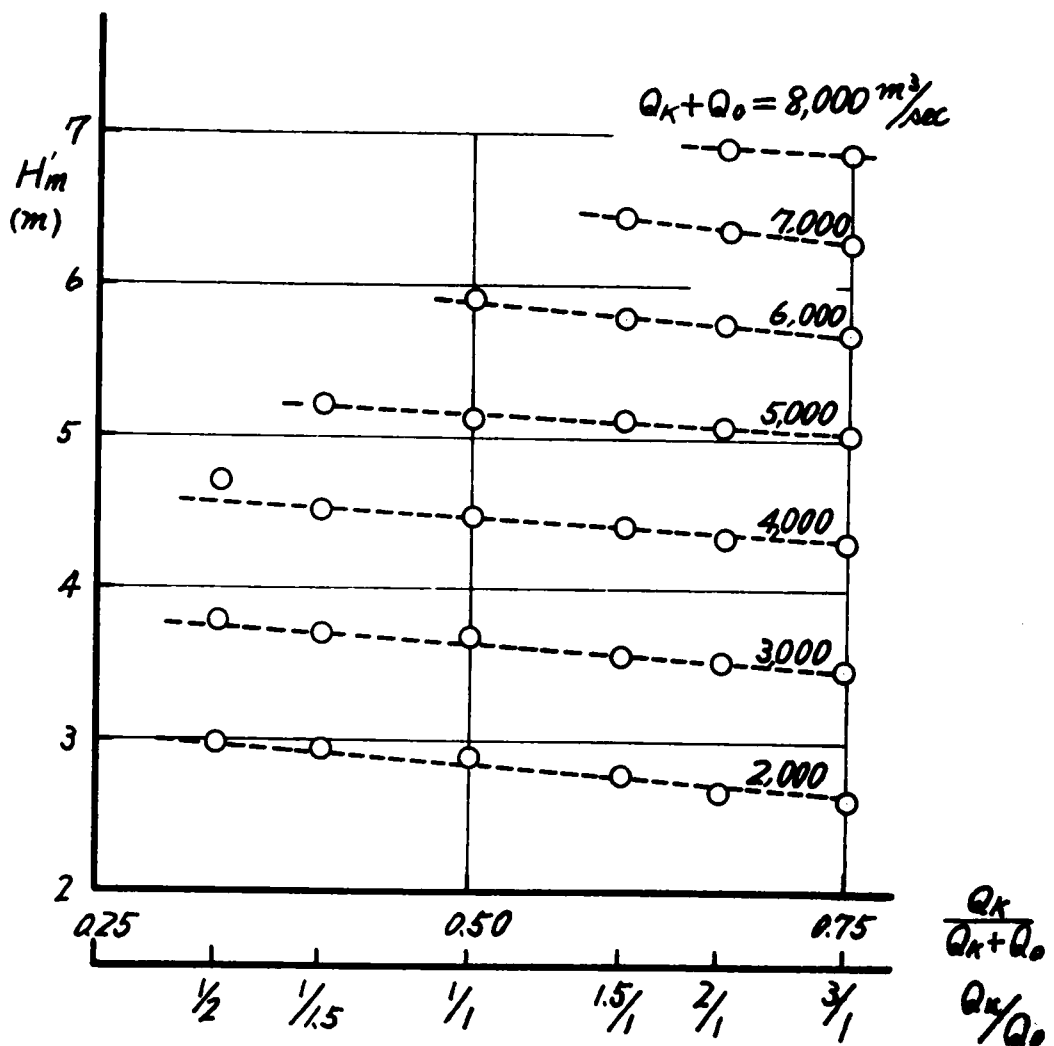
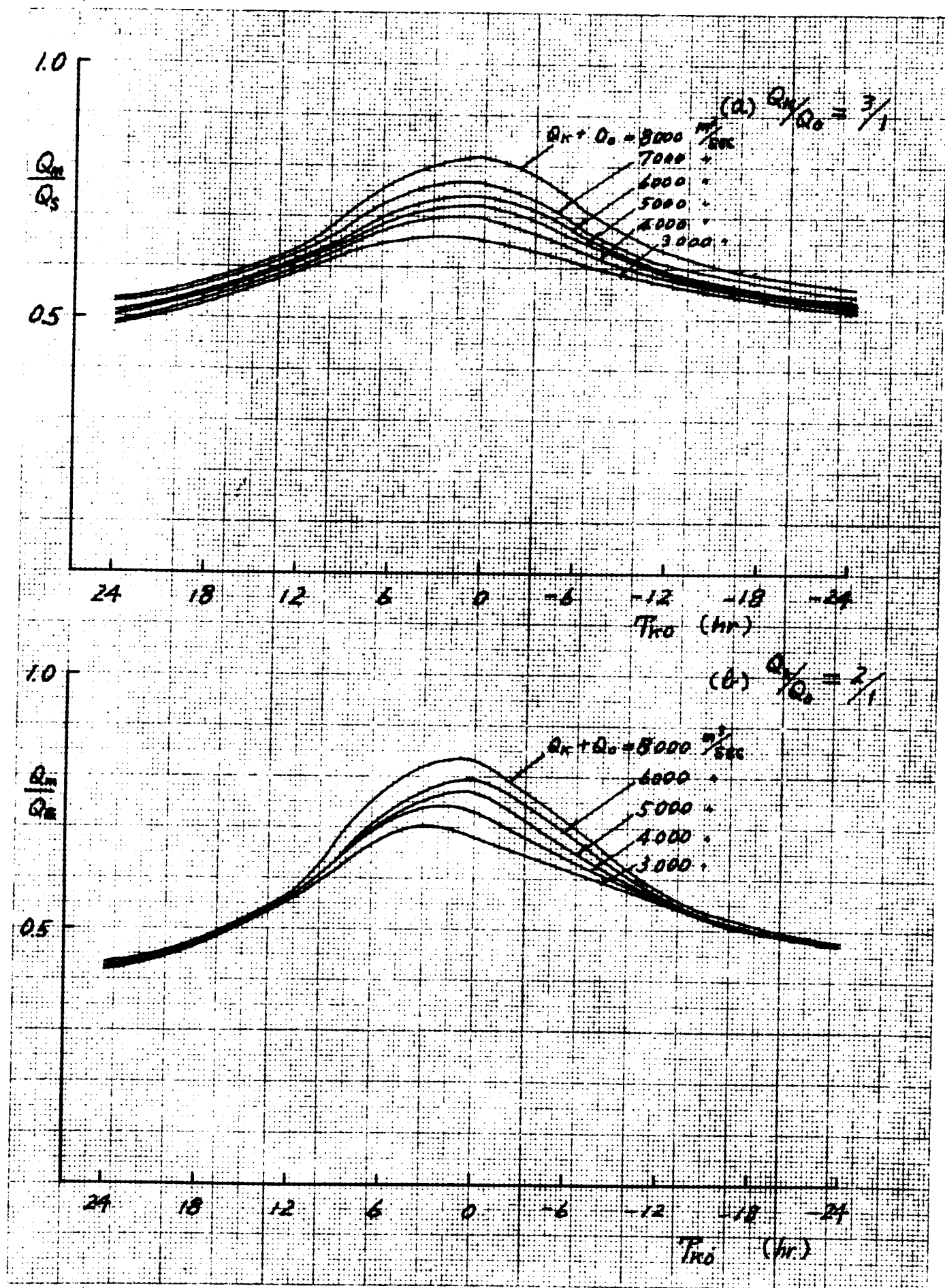
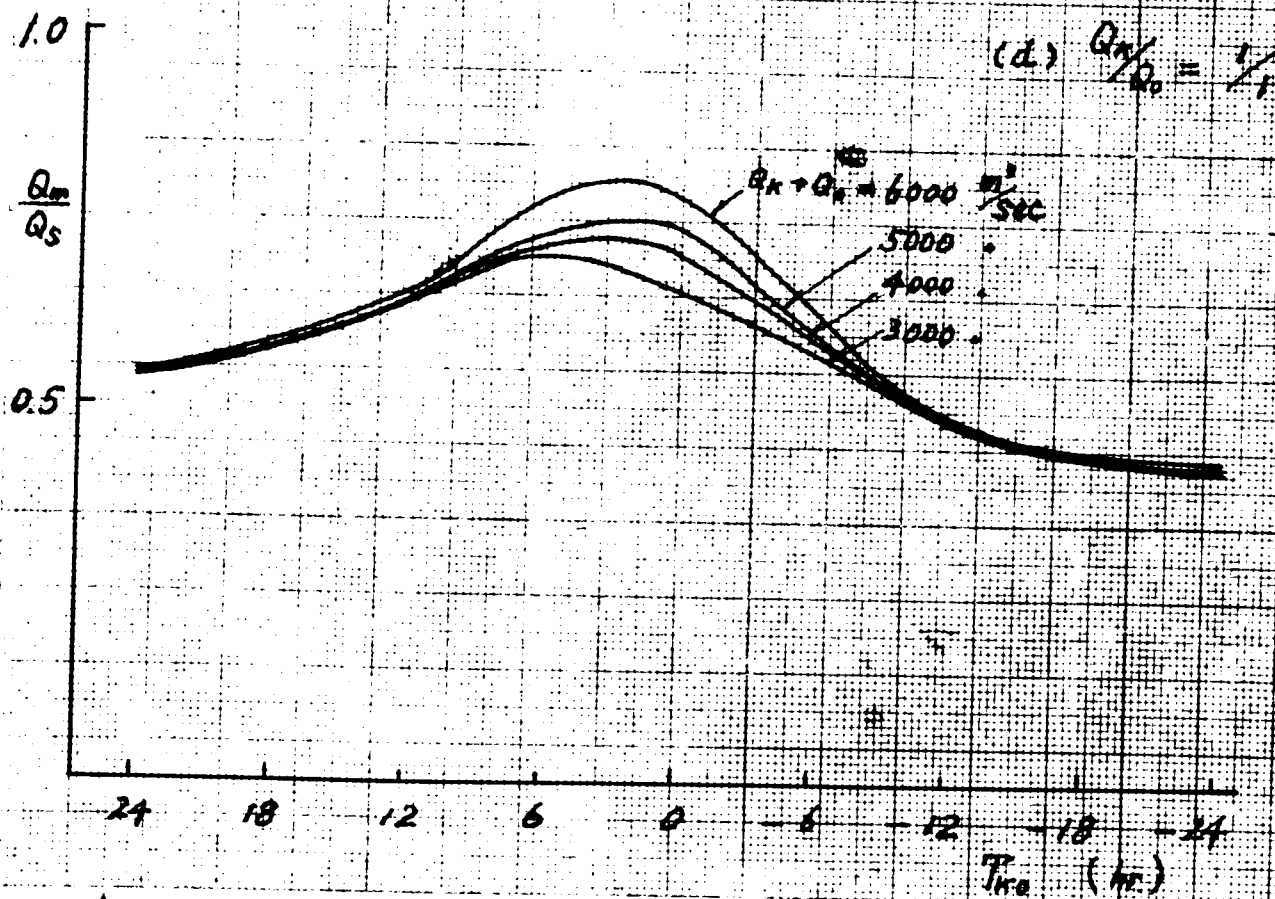
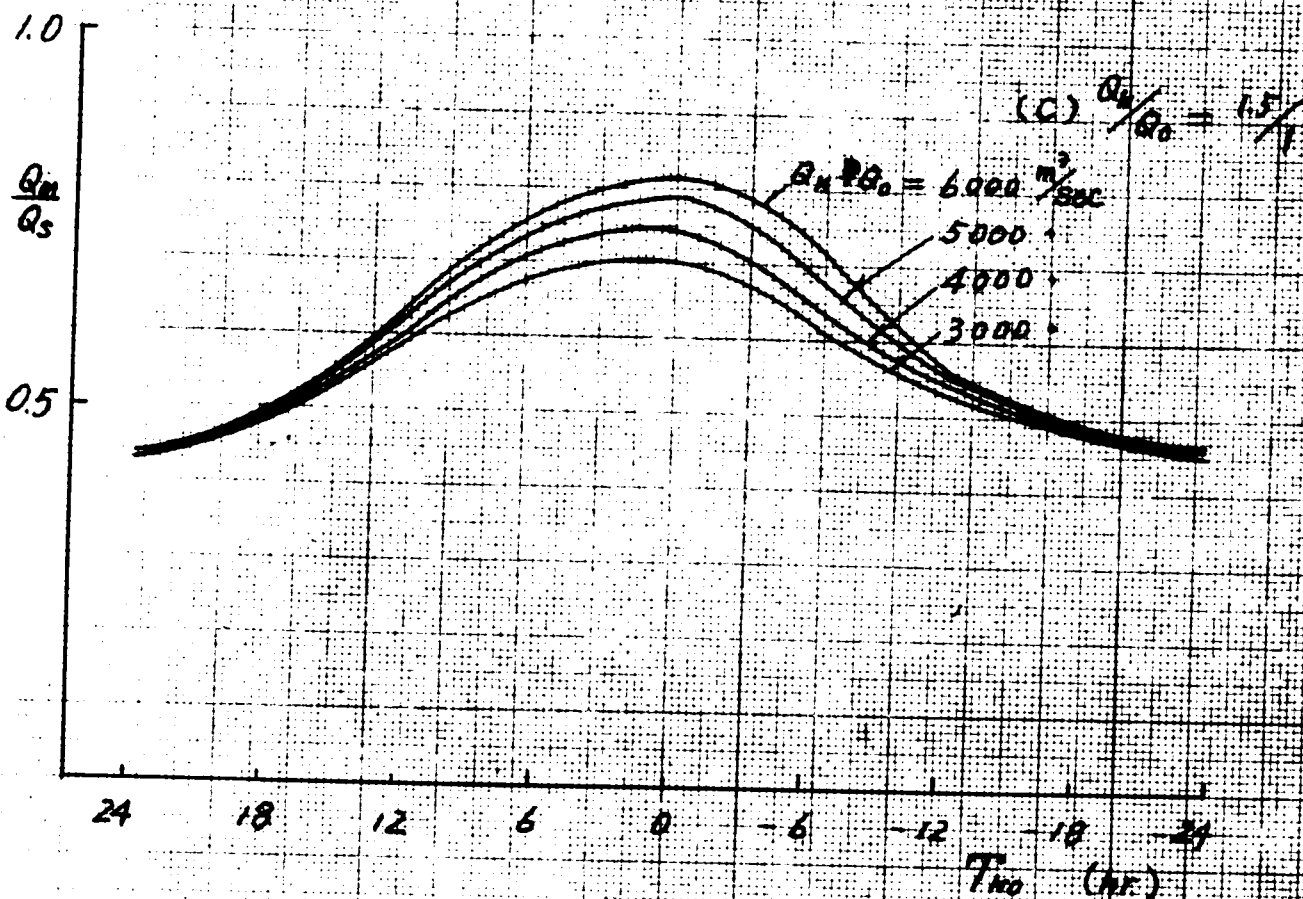


図 2・5・18 H'_m , Q_k/Q_0 および Q_k+Q_0 の関係

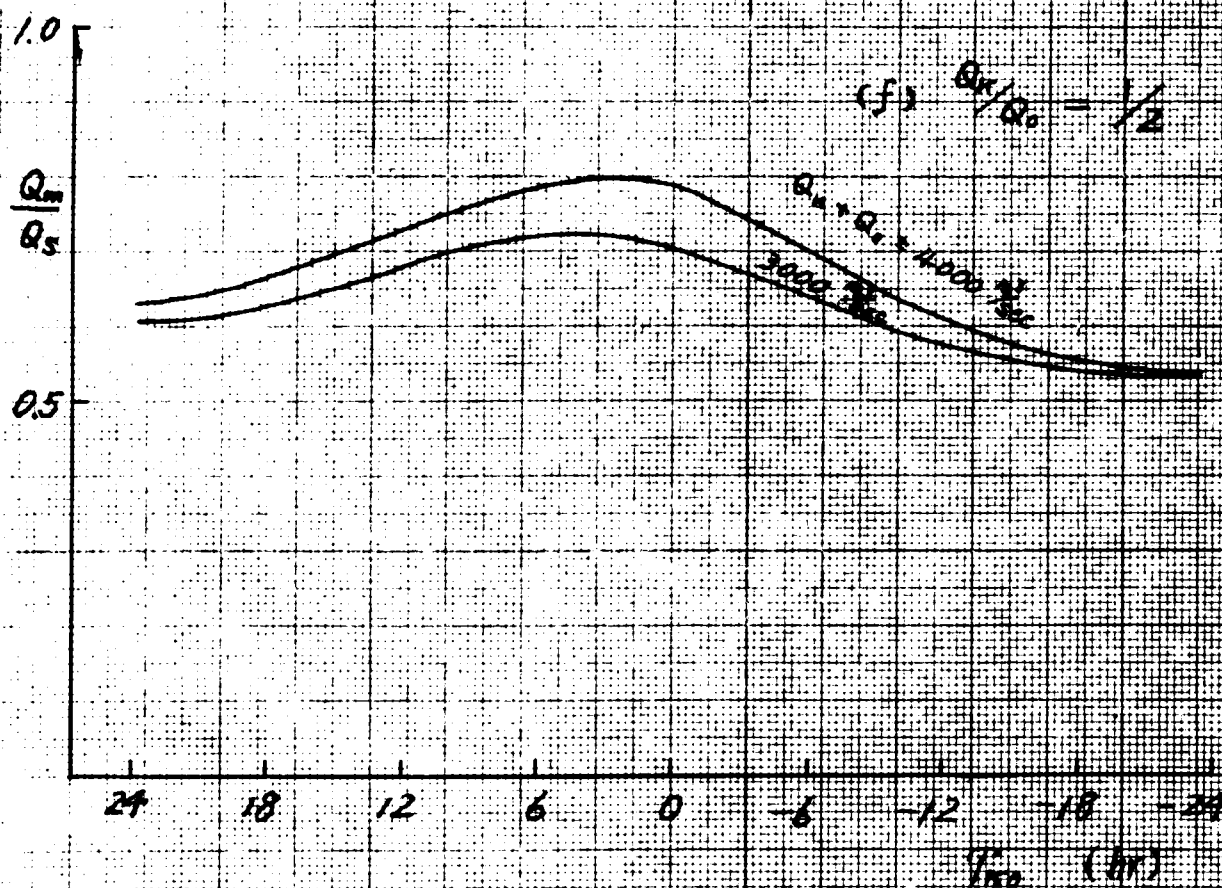
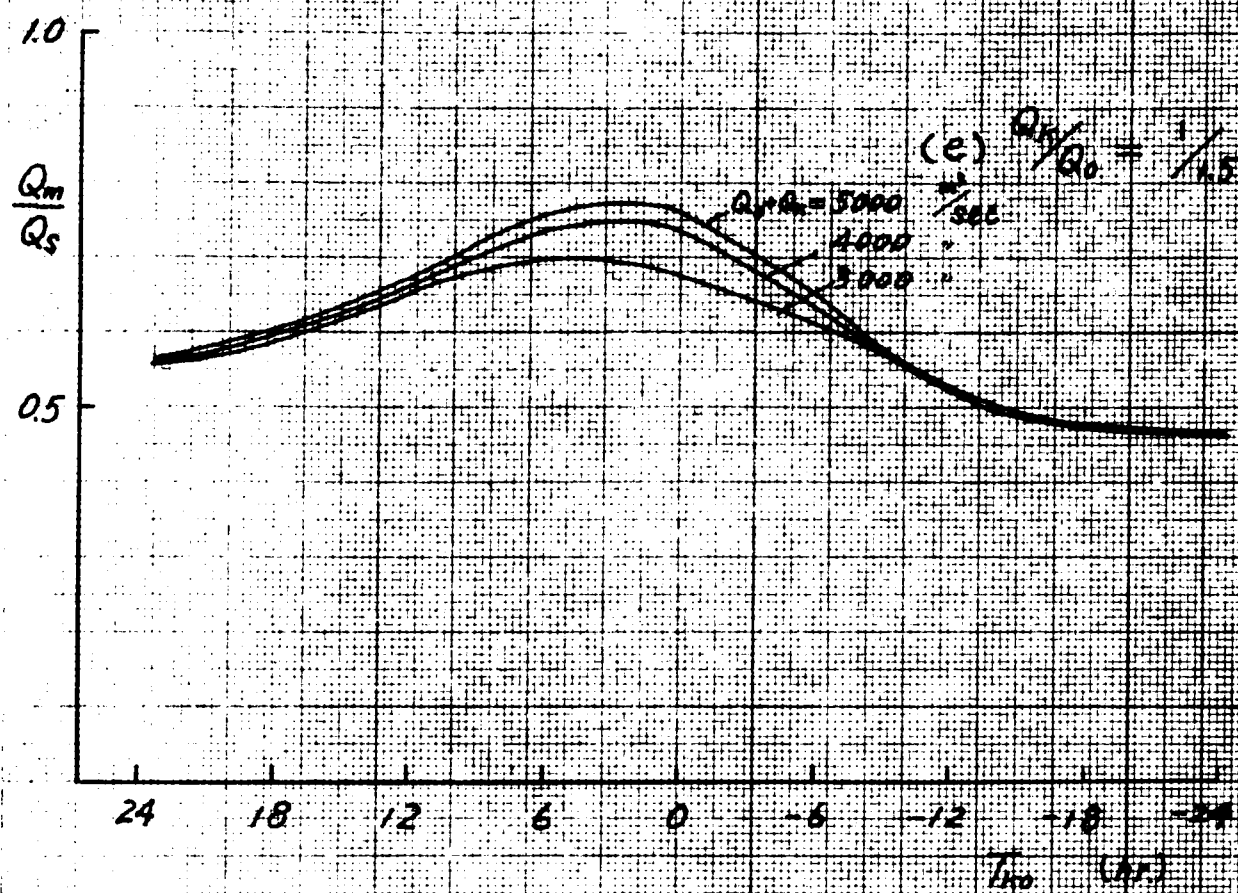


★ 図 2.5.19 (a)(b) $\frac{Q_m}{Q_s}$, T_{ko} および $Q_k + Q_o$ の関係



☒ 2.5.19

(c)(d)



2.5.19

(e)(f)

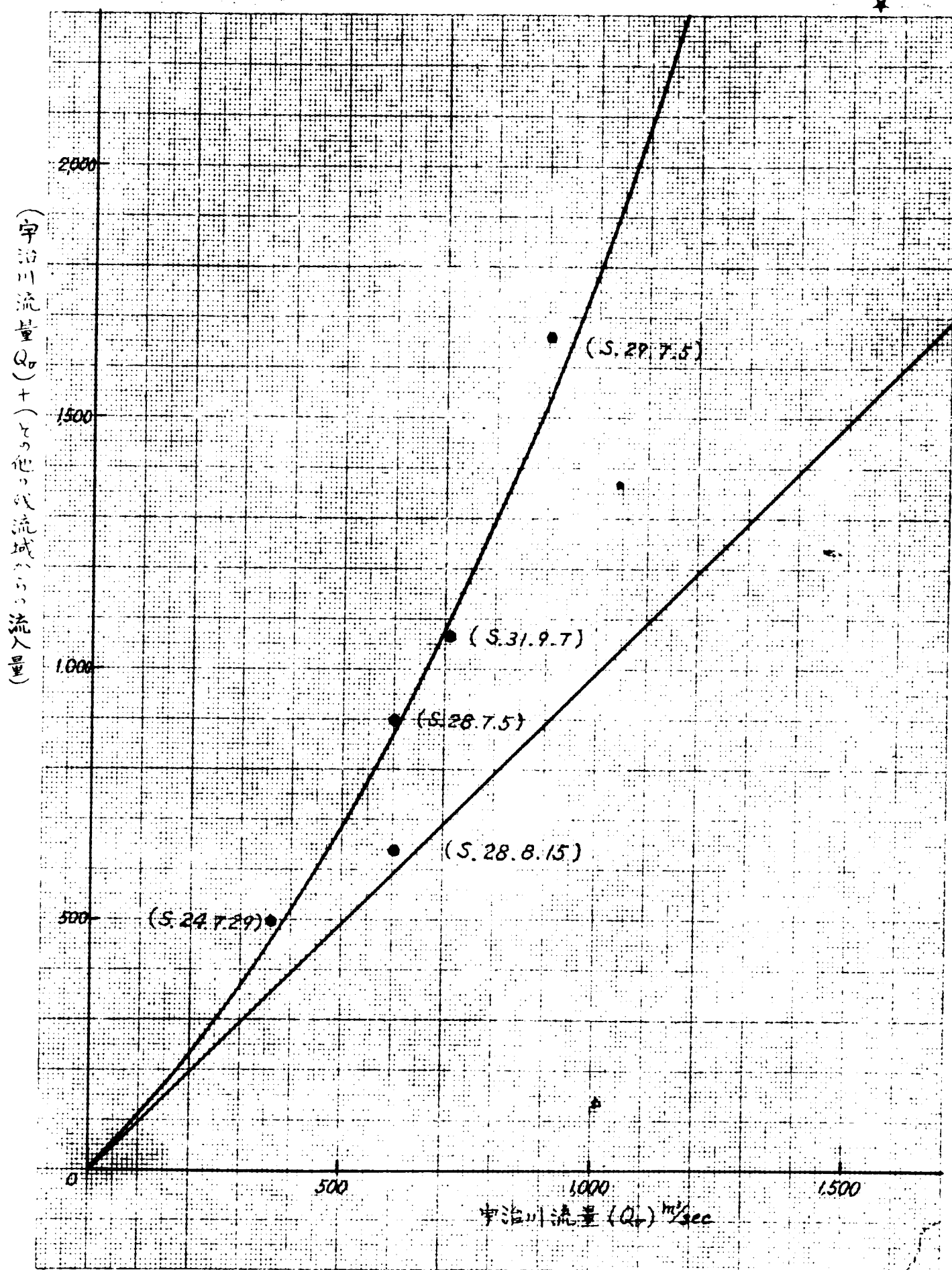


図 2.5.20 宇治川流量 Q_u と残流域からの流入量の関係

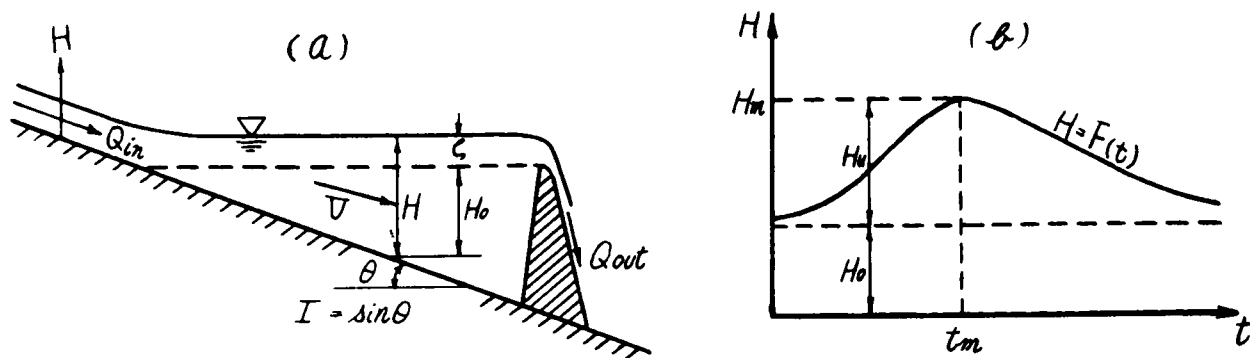


図 3.1.1 記号説明図

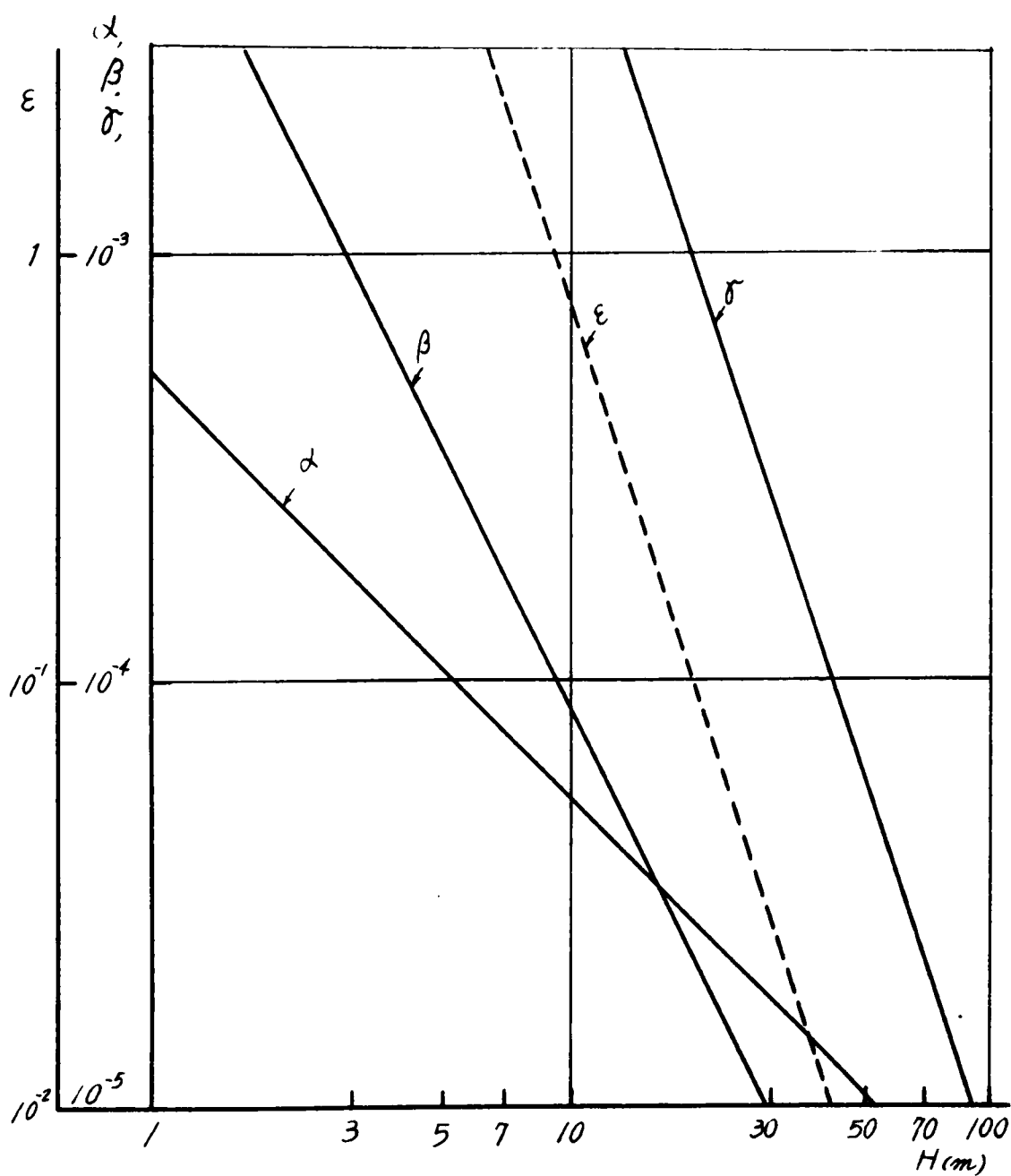


図 3.2.1 (3.2.2)式の各項の比較

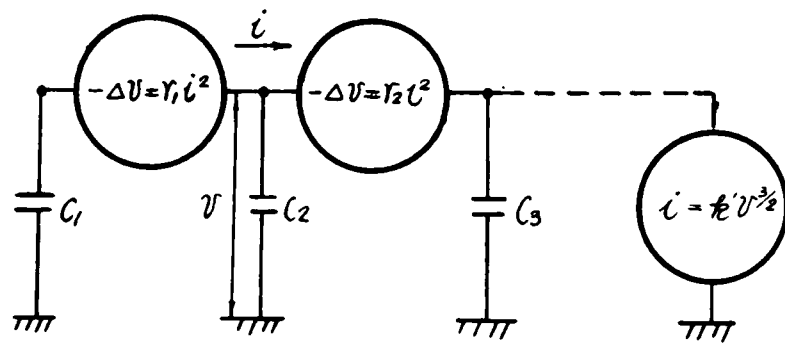


図 3.3.1 (3.3.16)式で表わされる電気回路

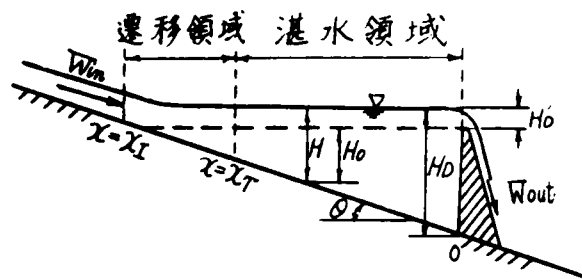


図 3.2.2

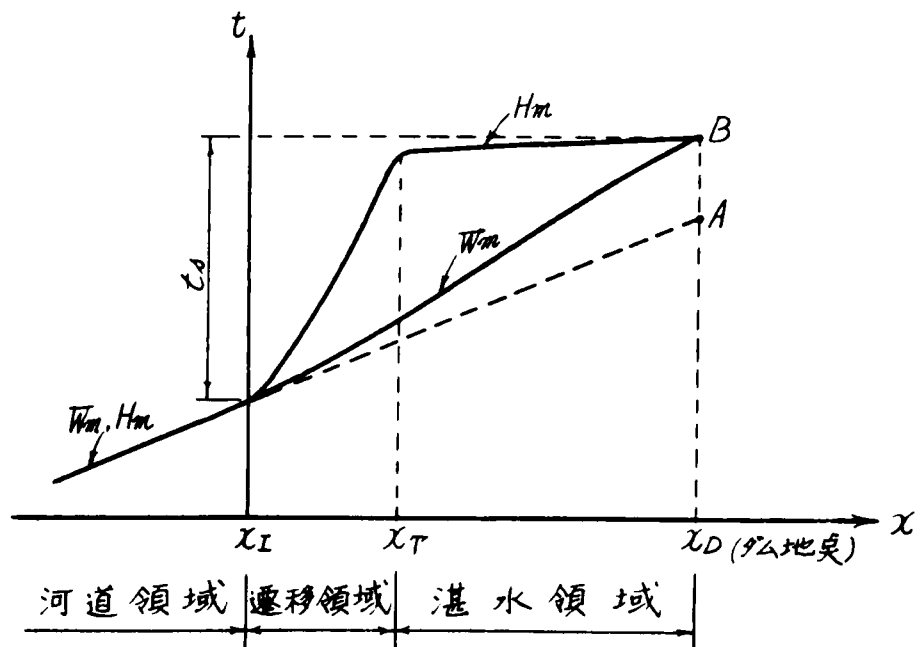


図 3.2.3 H_m と W_m の伝播状況説明図

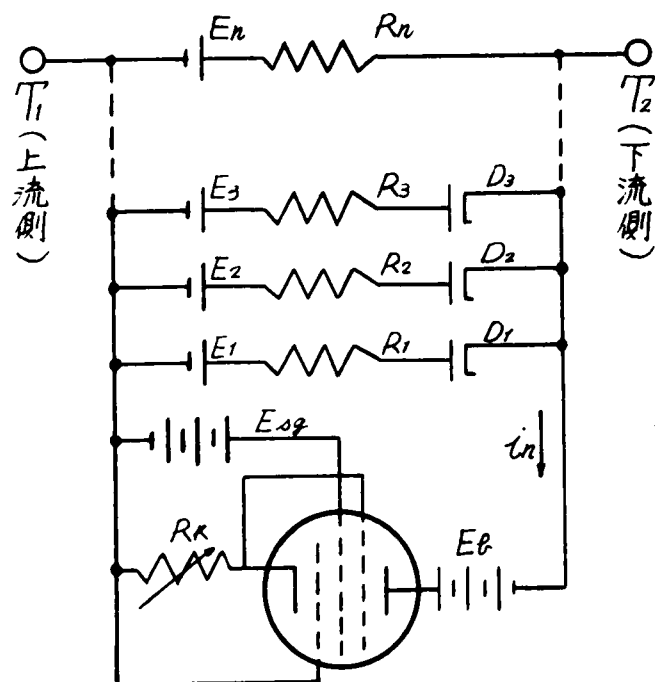


圖 3.3.2 演算素子說明圖

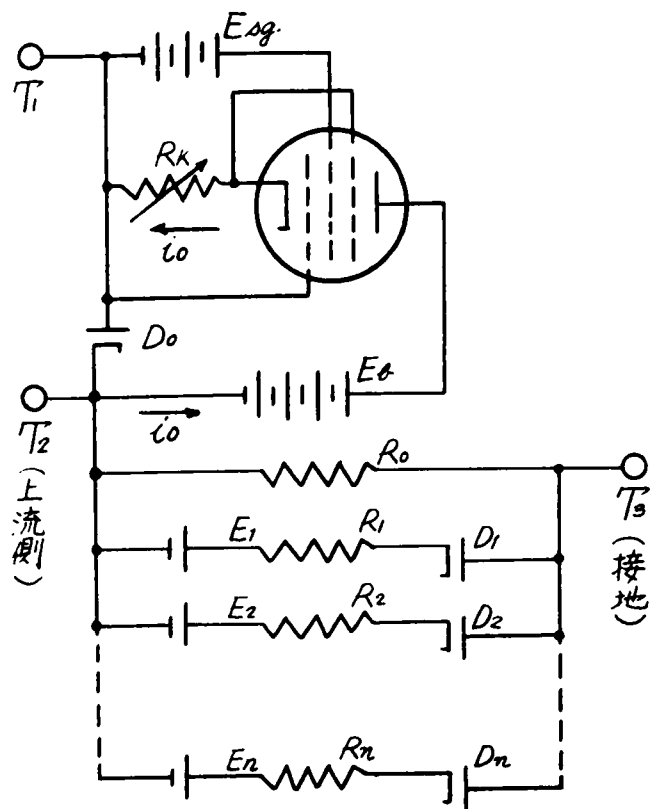


圖 3.3.3 下流端條件回路說明圖

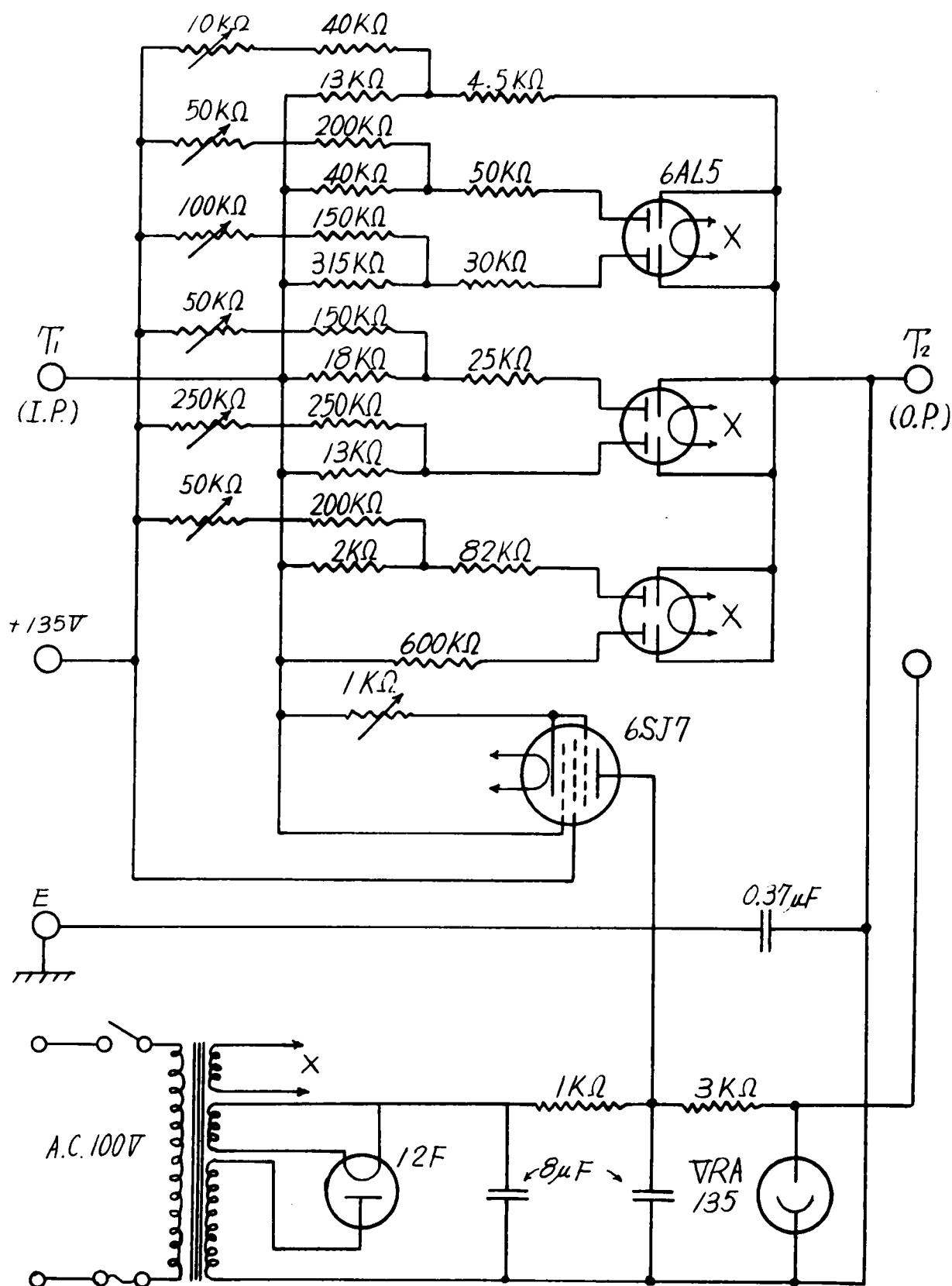


图 3-3-4 演算素子(No.1)回路图

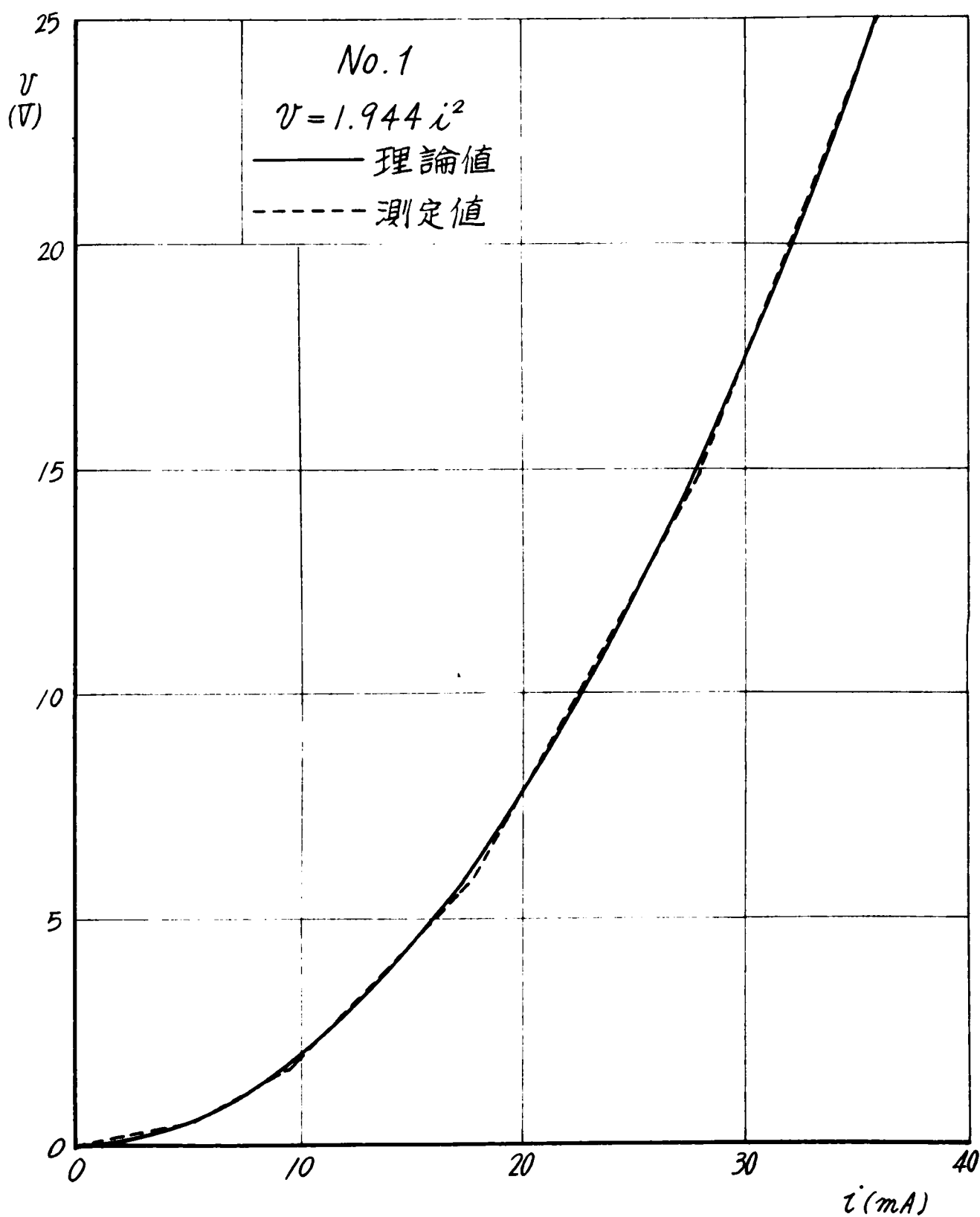


図 3.3.5 $V \sim i^2$ 特性

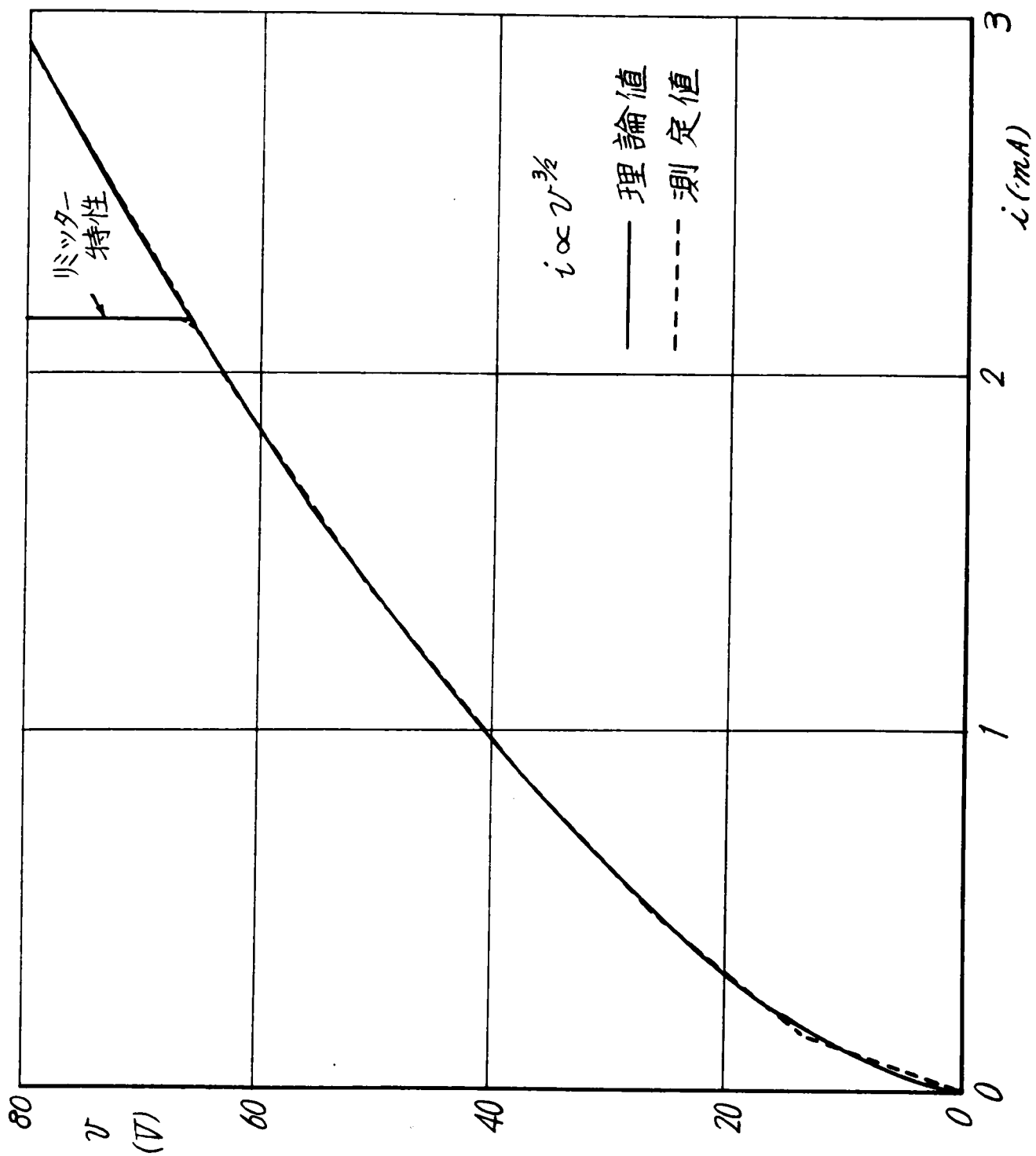


図 3.3.7 $v \sim i$ 特性

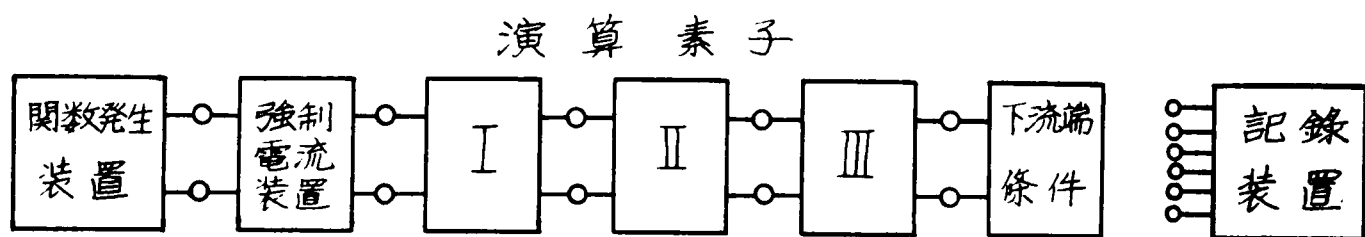


図 3.3.8 演算回路のブロック・ダイアグラム

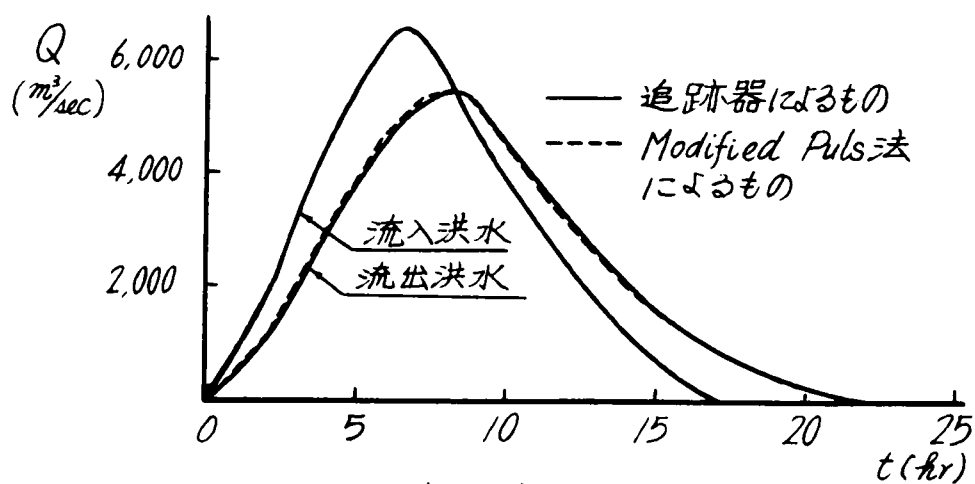


図 3.3.9 丸山貯水池への適用例

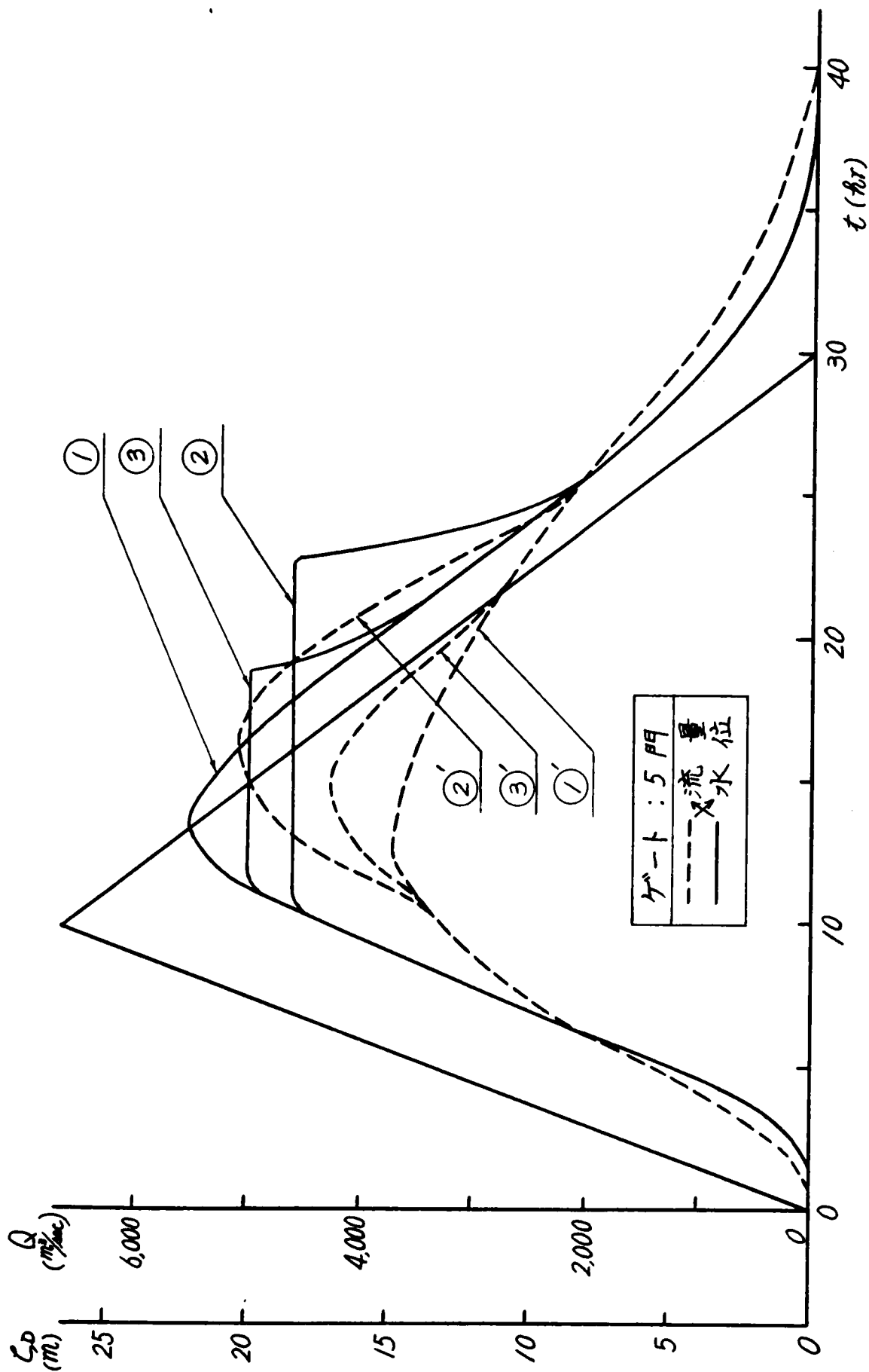


図 3.4.1 (a) ゲート 5 門のときの計算例

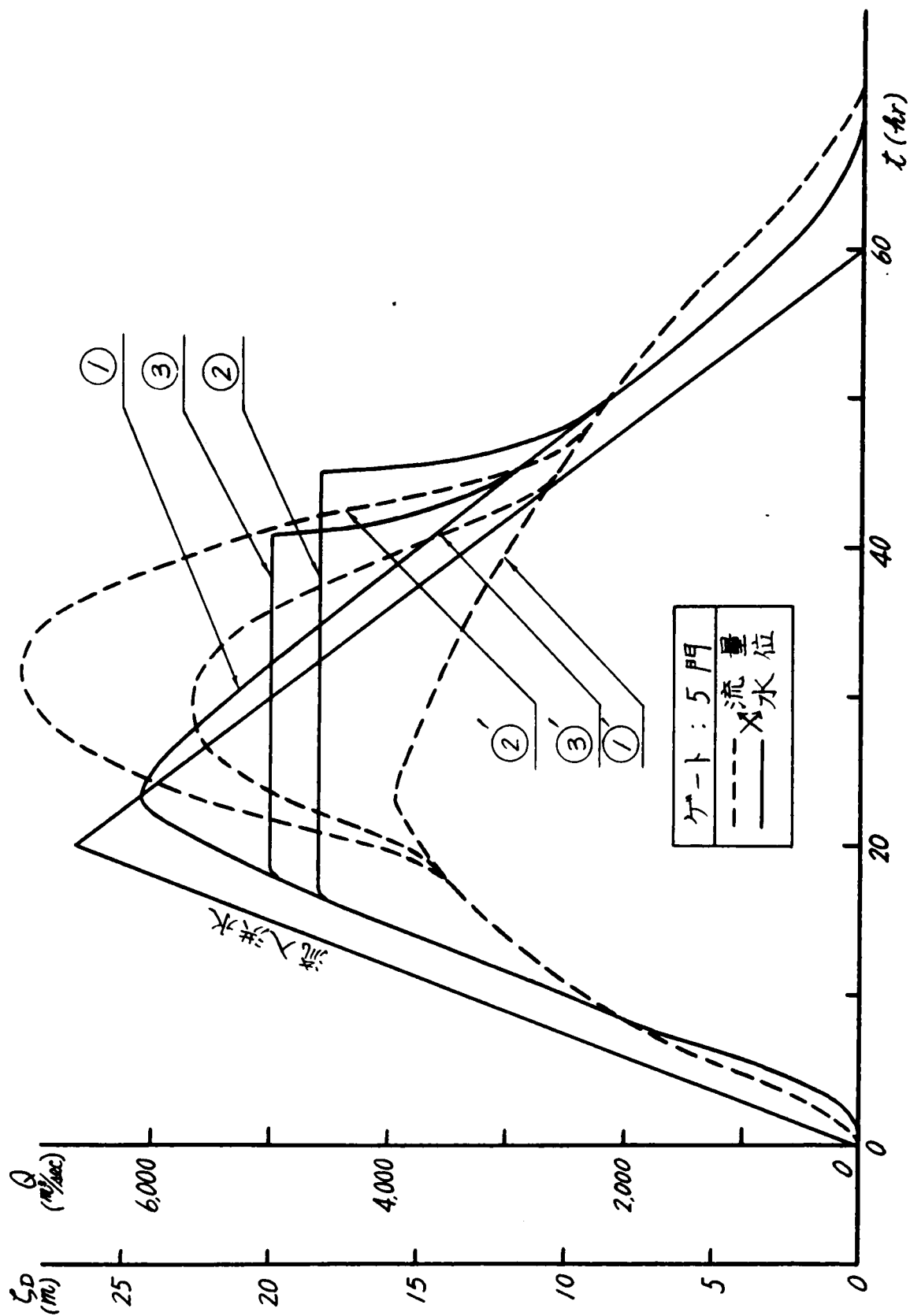


図 3・4・1 (b)

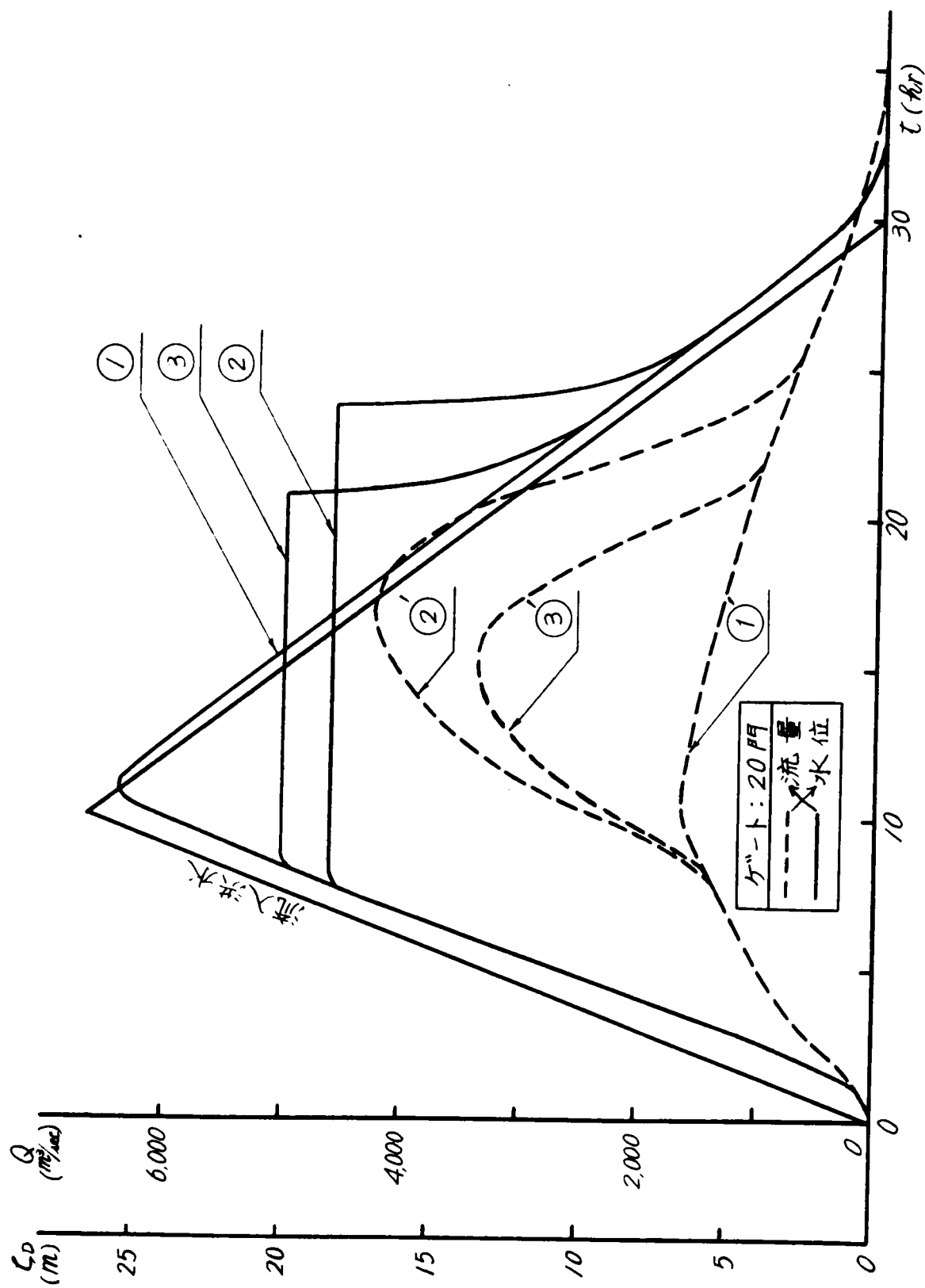


図 3.4.2 (a) ゲート20門のときの計算例

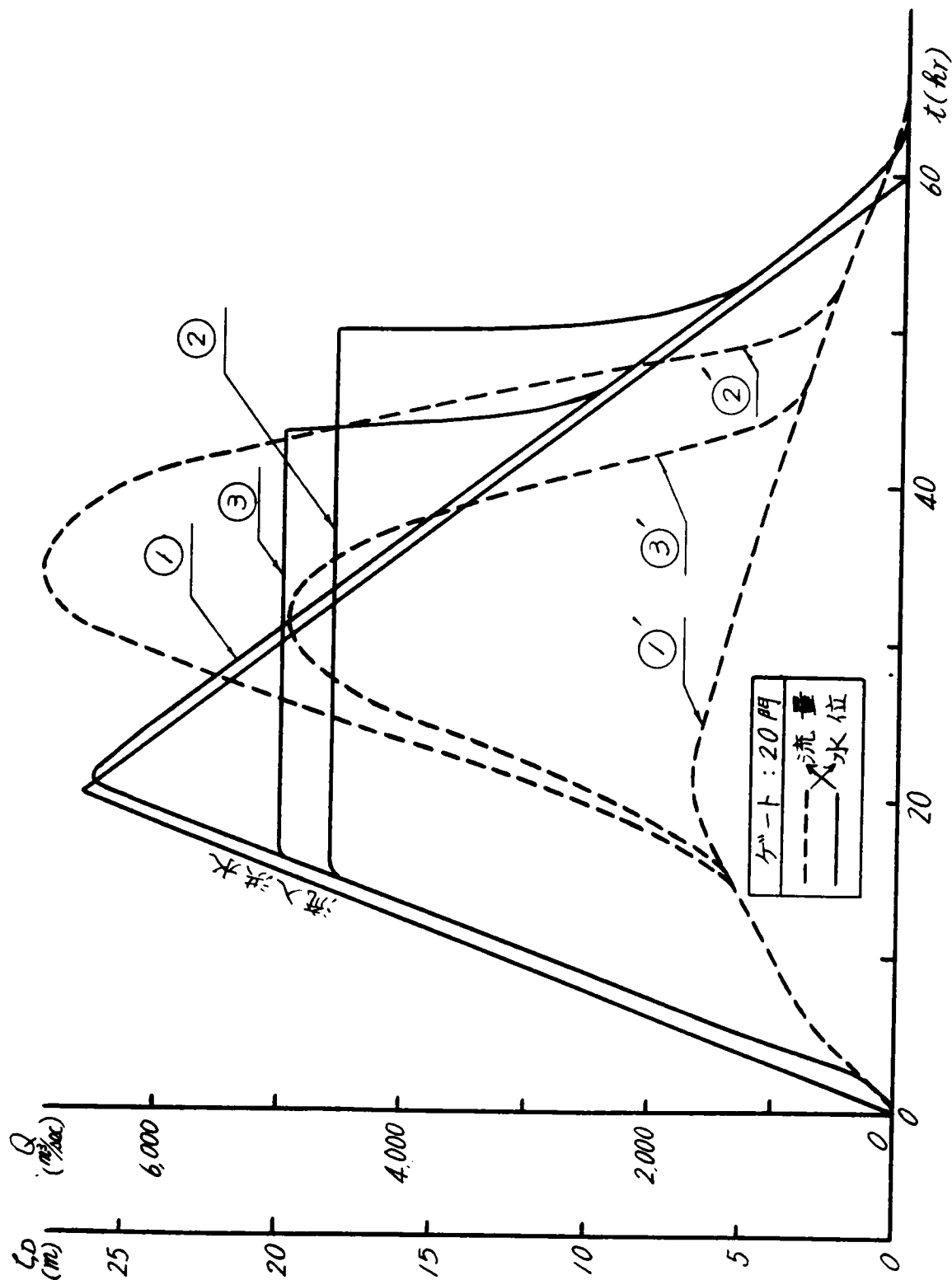


図 3.4.2 (b)

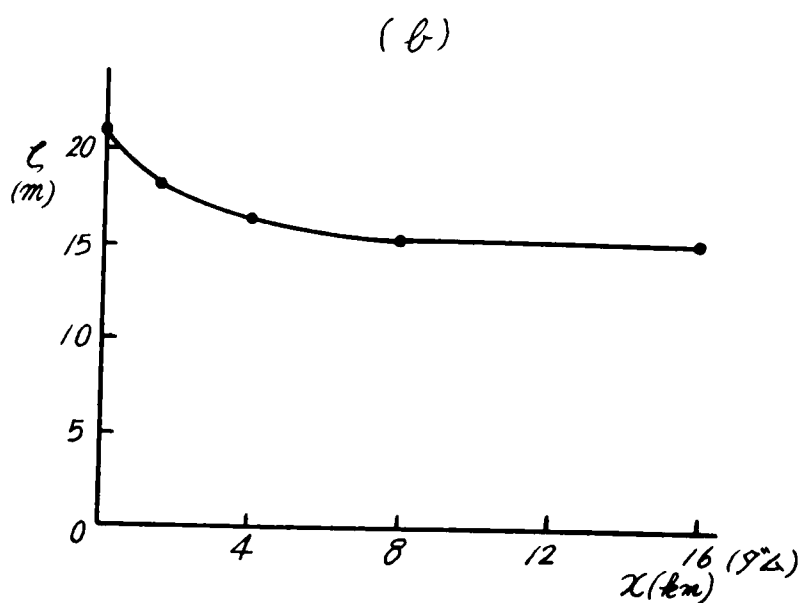
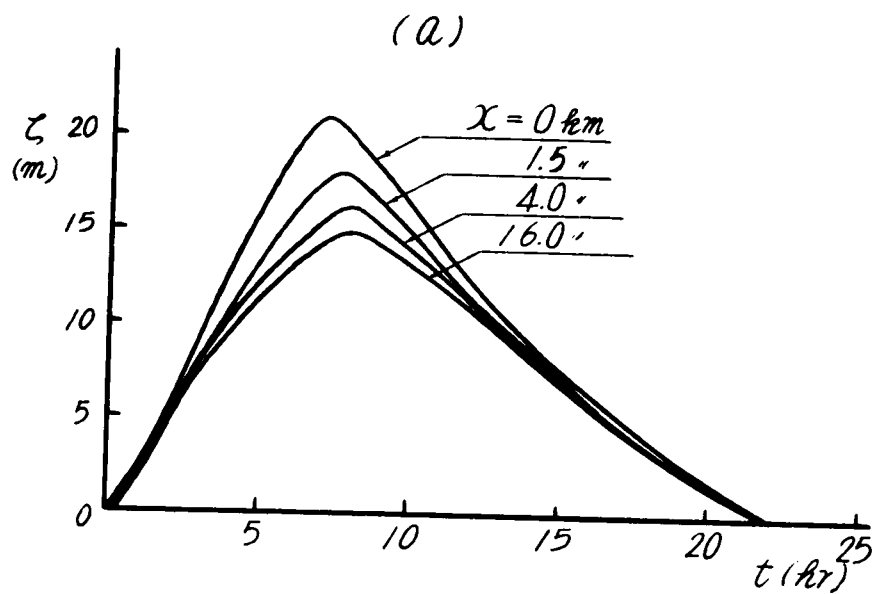


図 3.4.3 丸山貯水池における洪水波の変化図

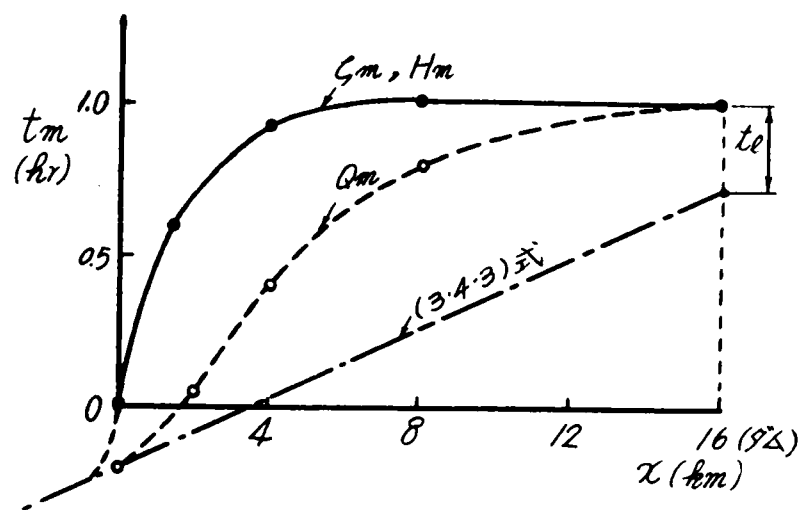


図 3.4.4 丸山貯水池における洪水の伝播

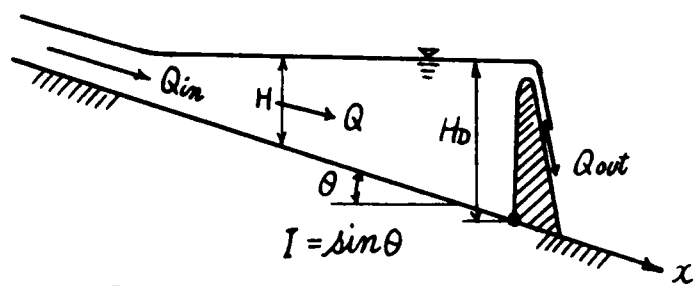


図 4.1.1 記号説明図

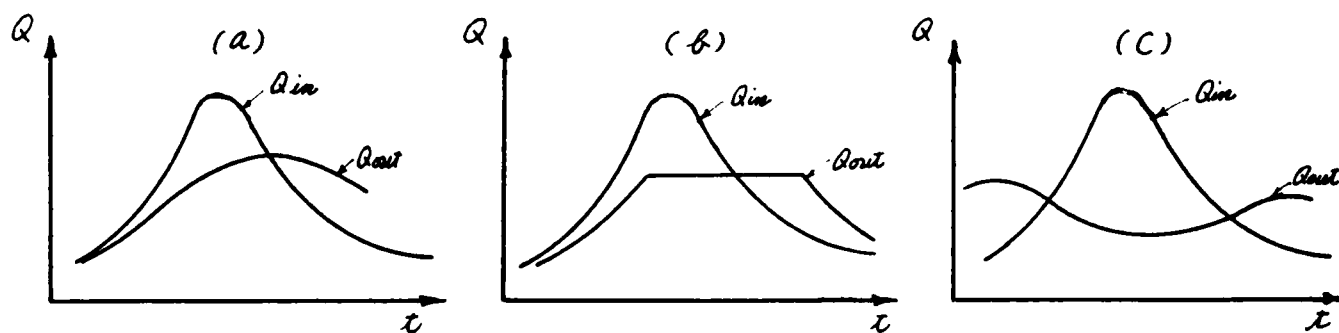


図 4.1.2 調節方式

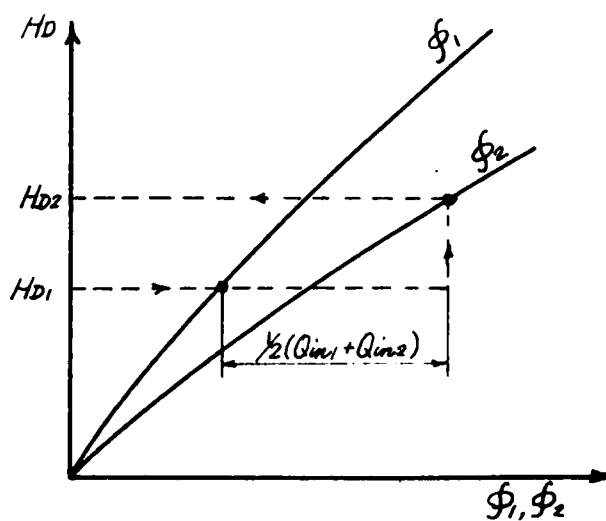


図 4.2.1 Ekdahl法

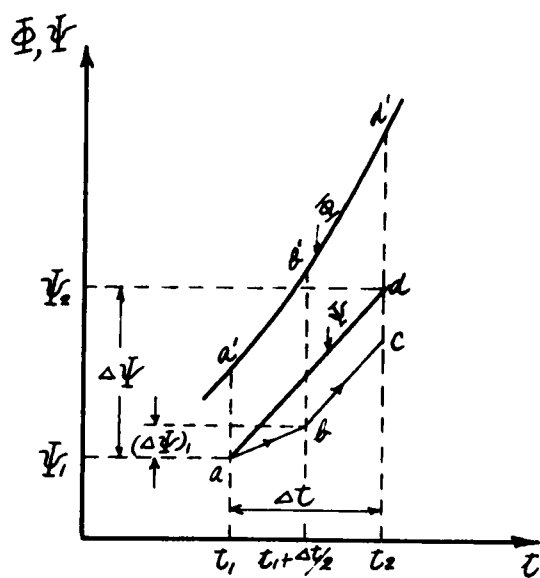


圖 4.2.4 圖解法說明圖

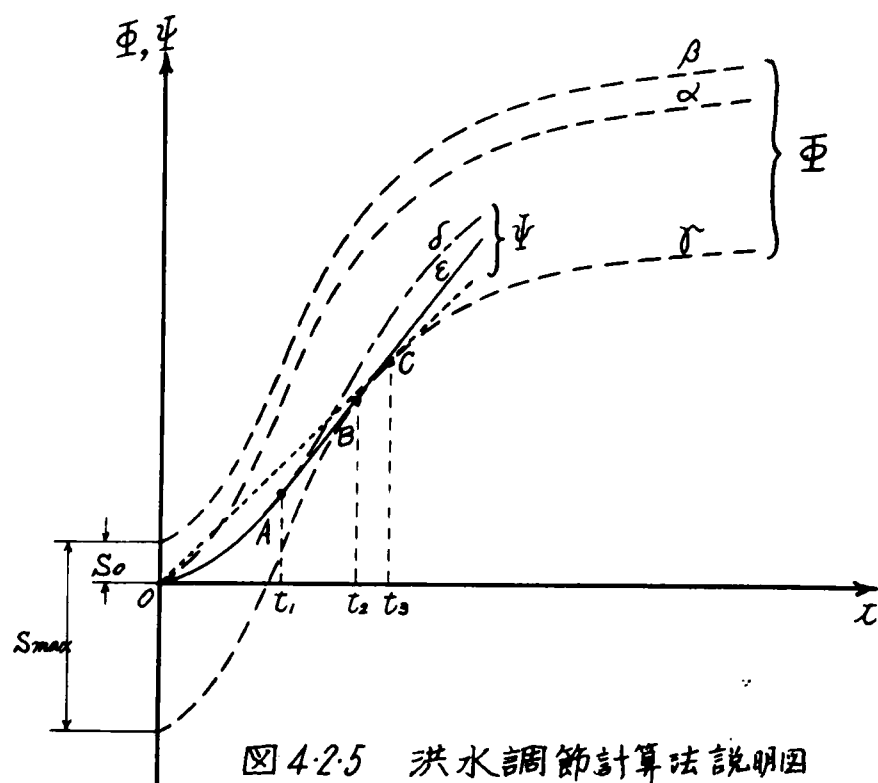
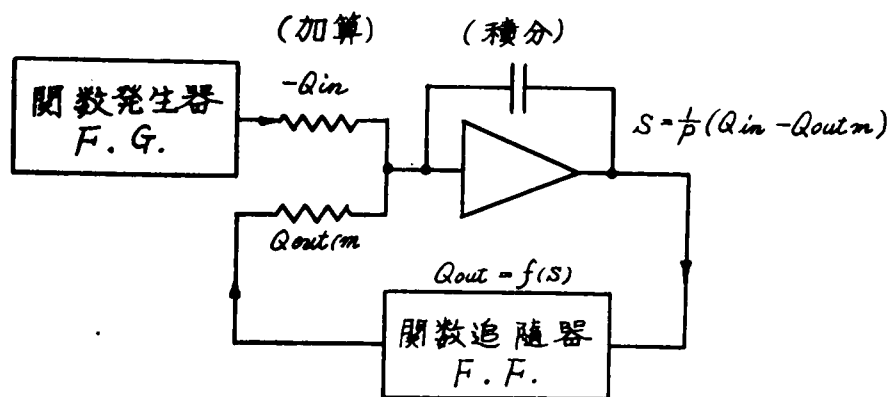
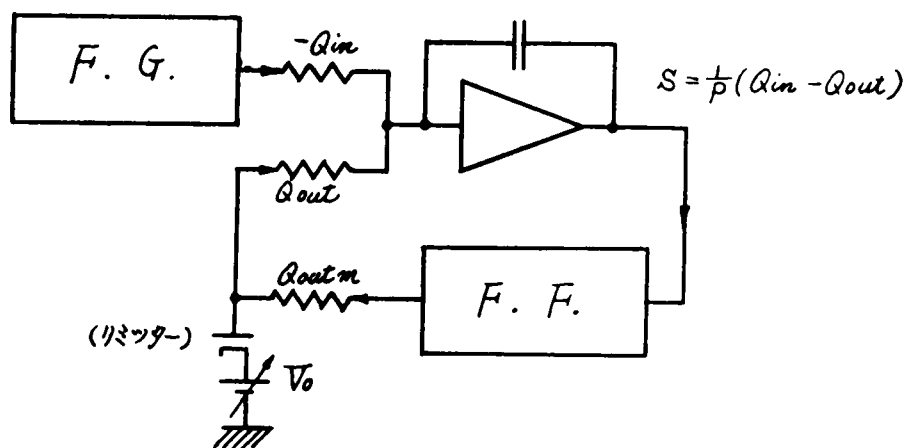


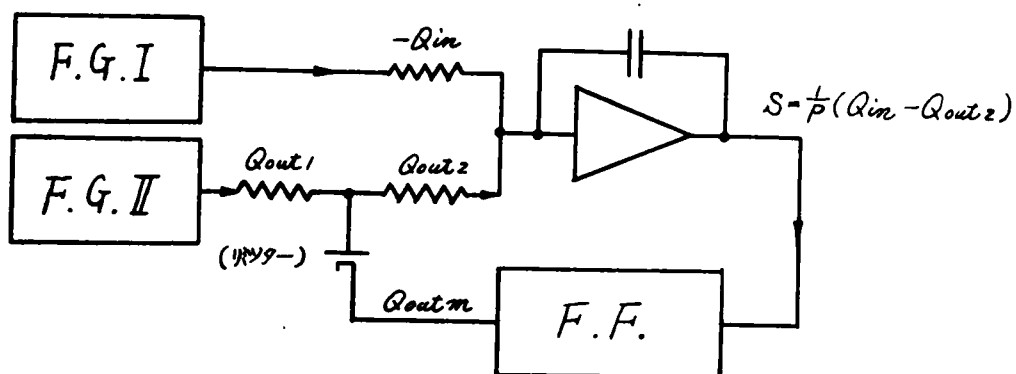
圖 4.2.5 洪水調節計算法說明圖



(a) 自由放流方式



(b) ピーク・カット方式



(c) 自由調節方式

図 4.2.6 アナログによる演算ダイアグラム

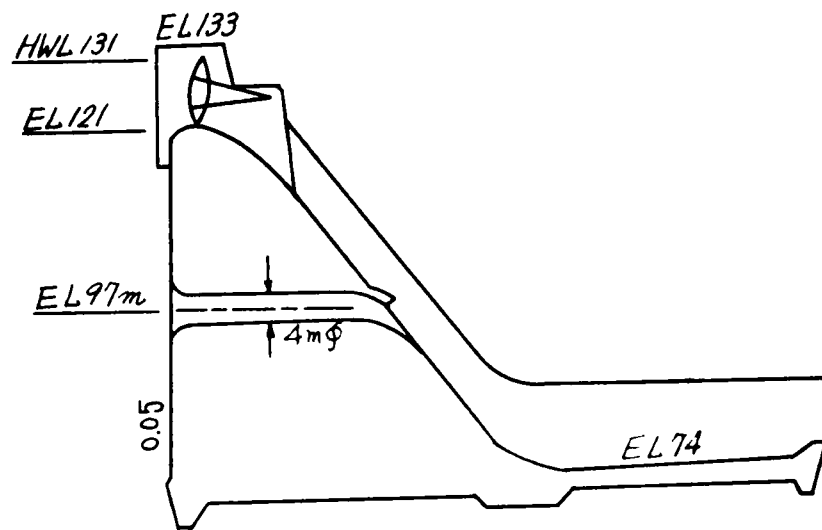


図 4.2.7 高山ダム越流部断面

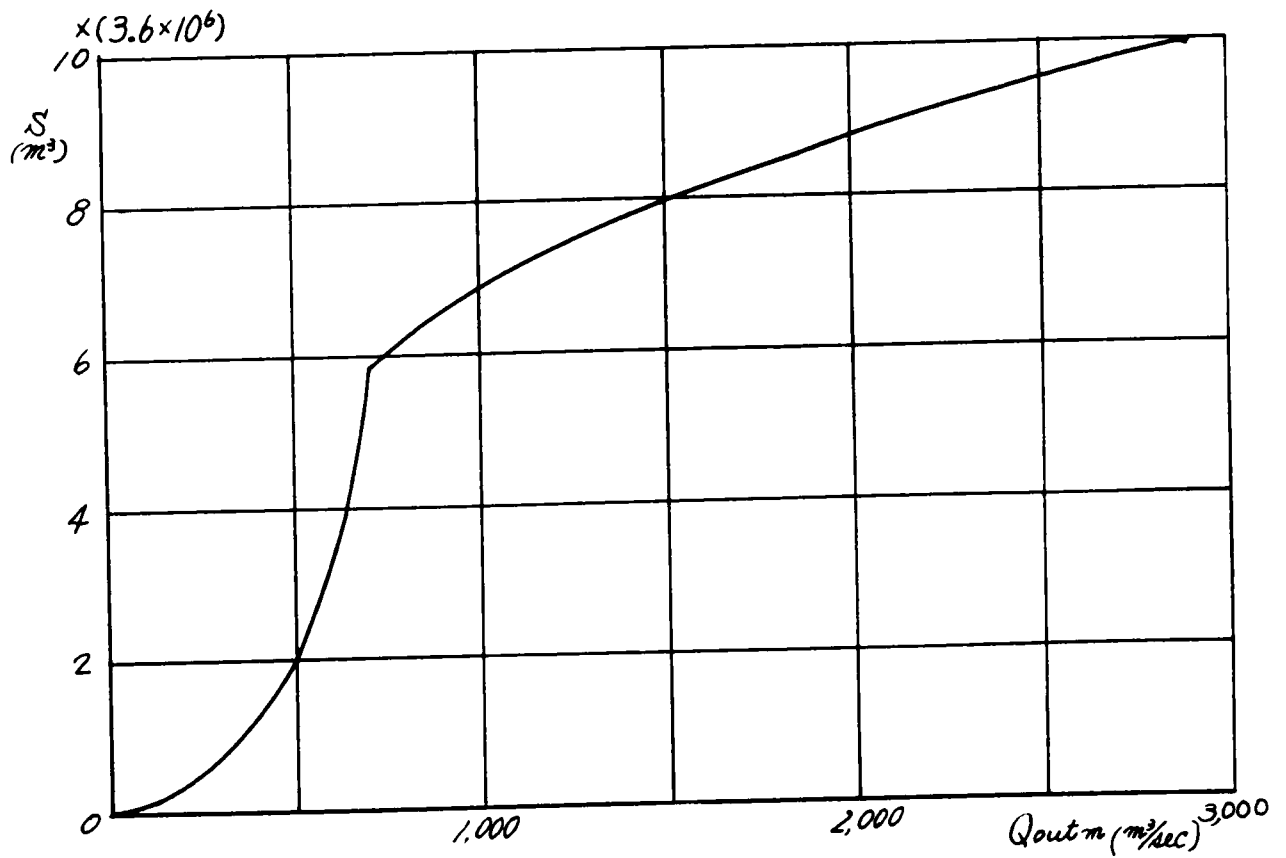


図 4.2.8 $Q_{out m}$ と S との関係

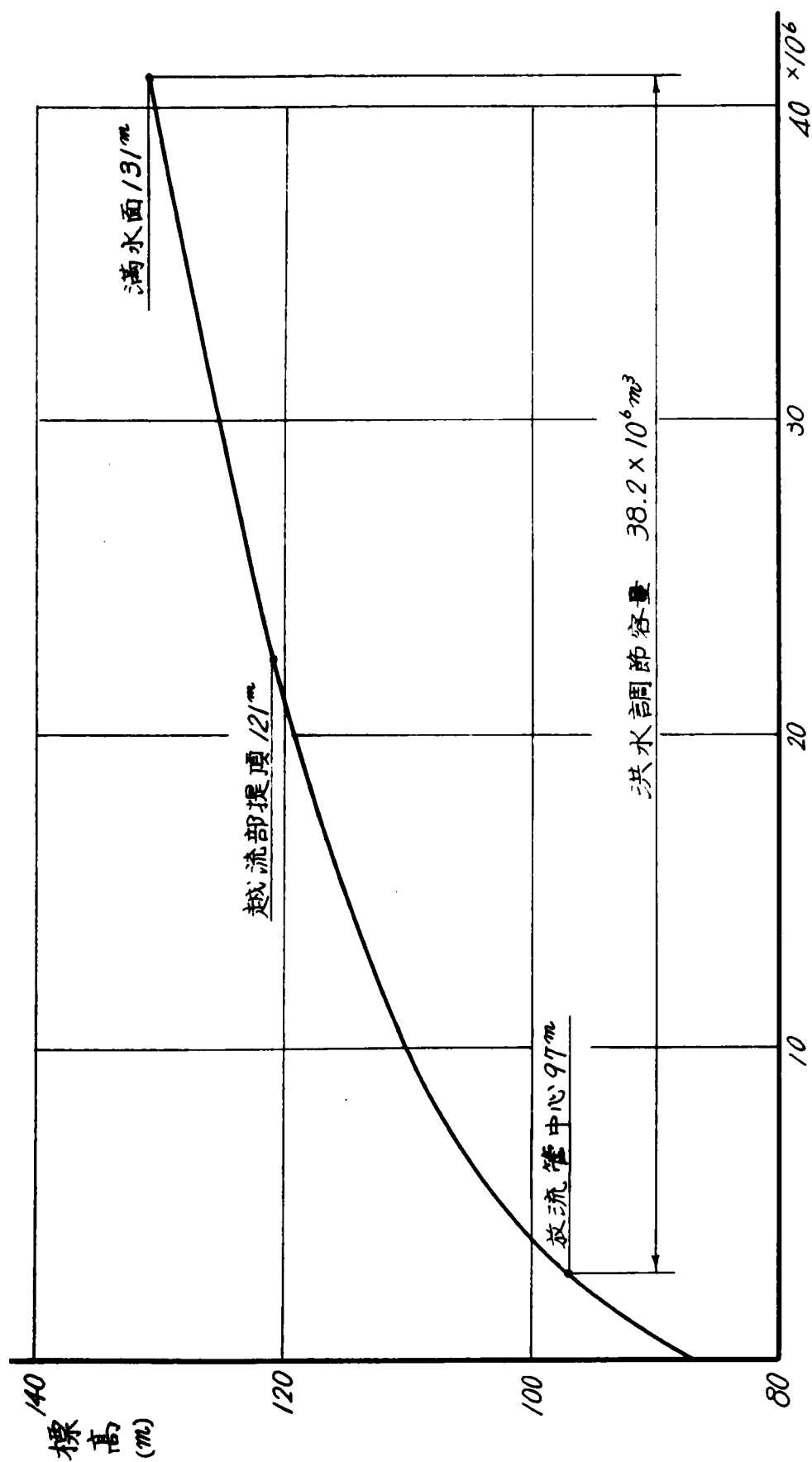


図 4.2.9 貯水量曲線

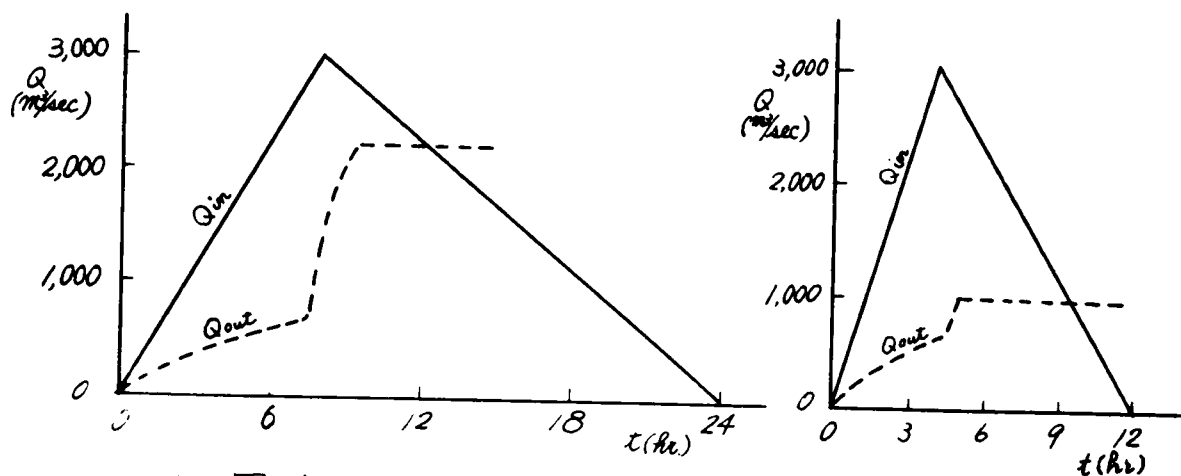


図 4.2.10 洪水調節計算例

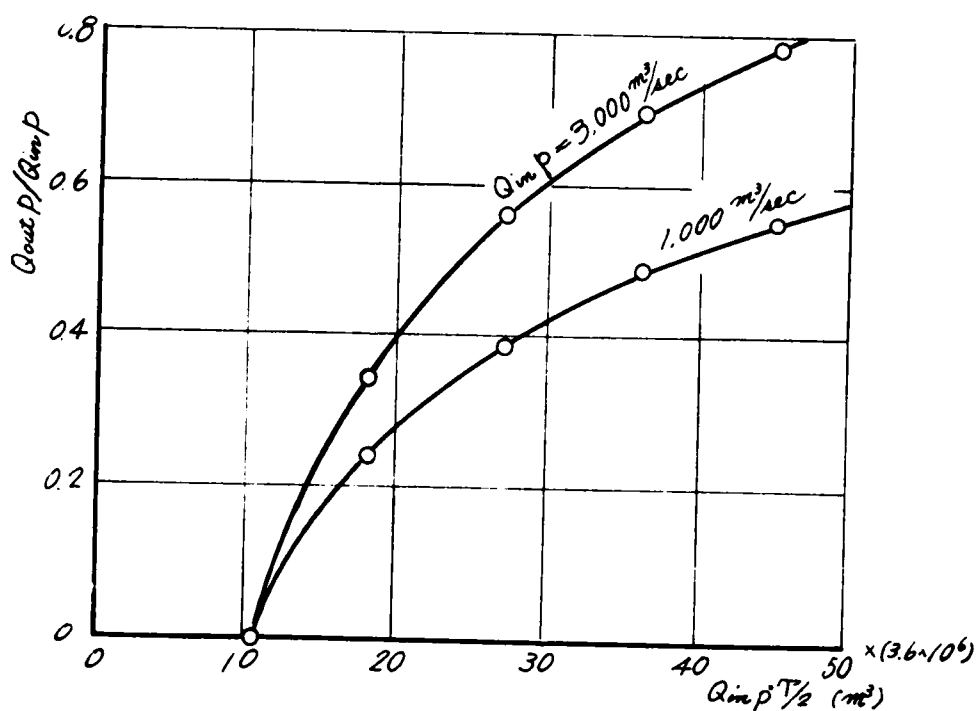


図 4.2.11 洪水調節率

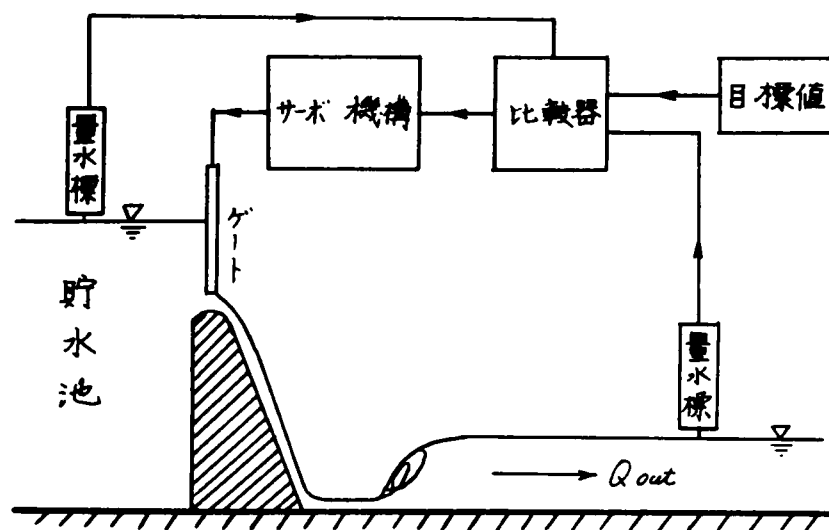


図 4.2.12 ゲート操作の自動制御の一例

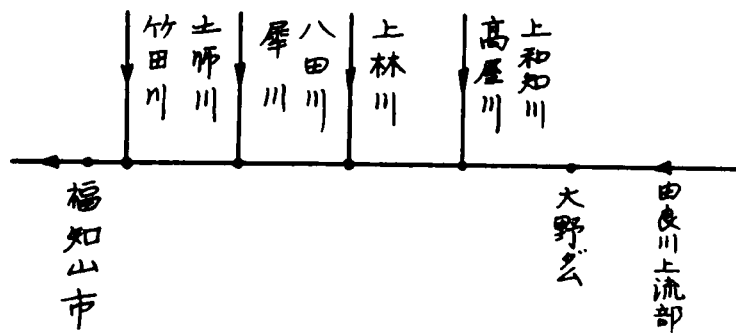


図 4.3.1 由良川水系図

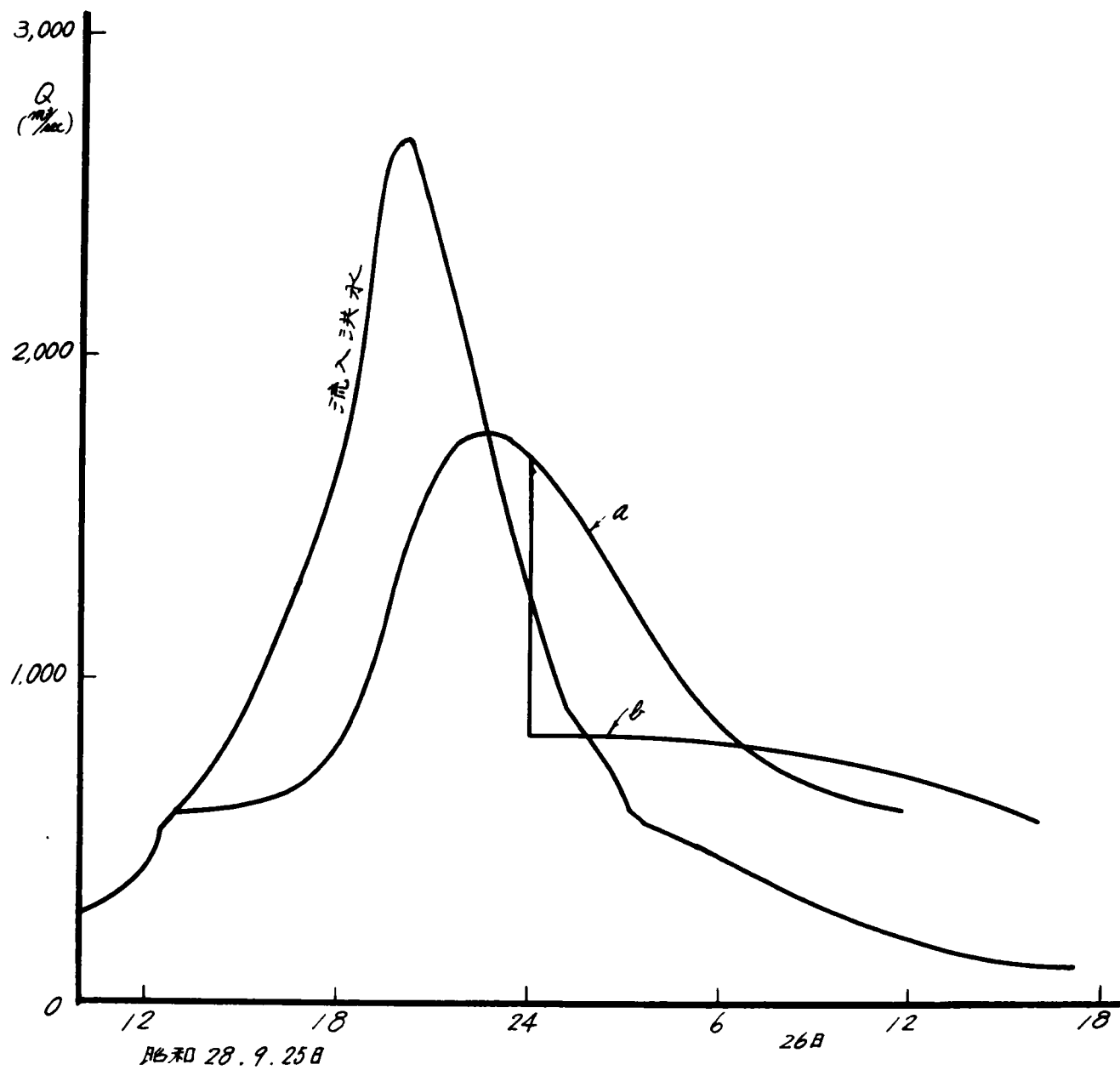


図 4.3.2

大野ダムによる調節洪水

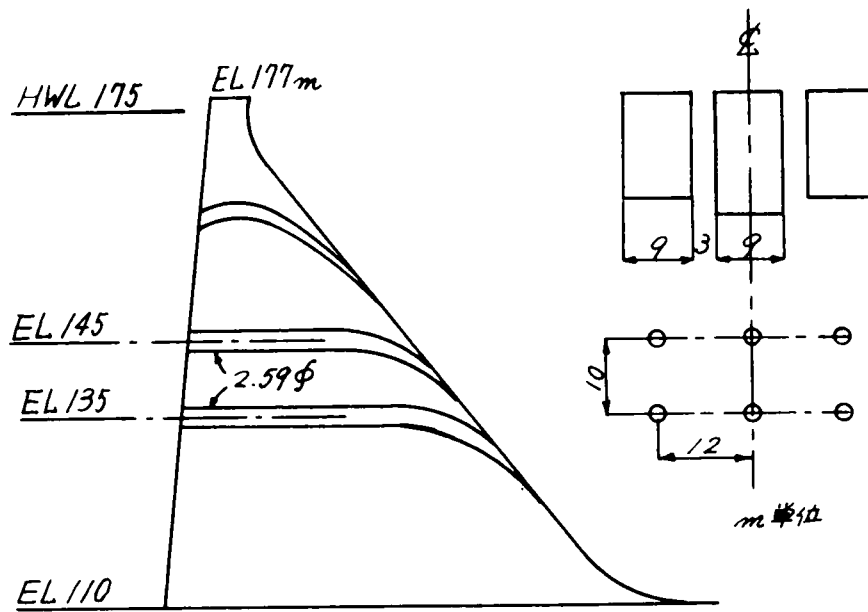


図 4.3.3 大野ダム 概要図

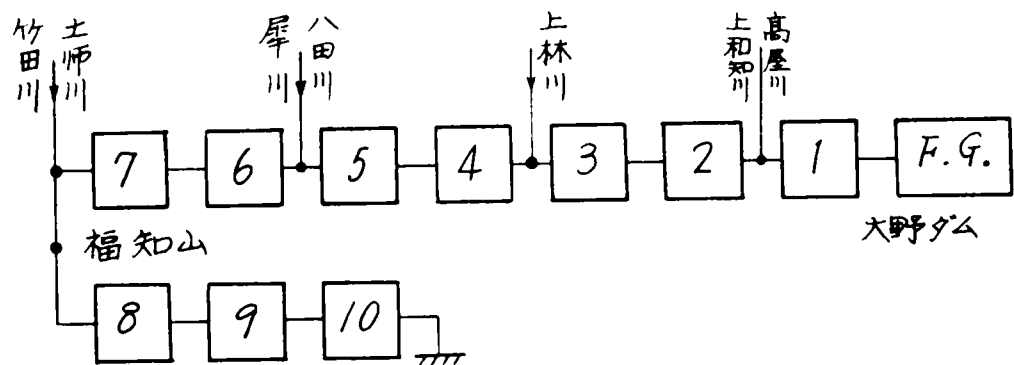


図 4.3.4 由良川洪水追跡 route のブロック・タイegram

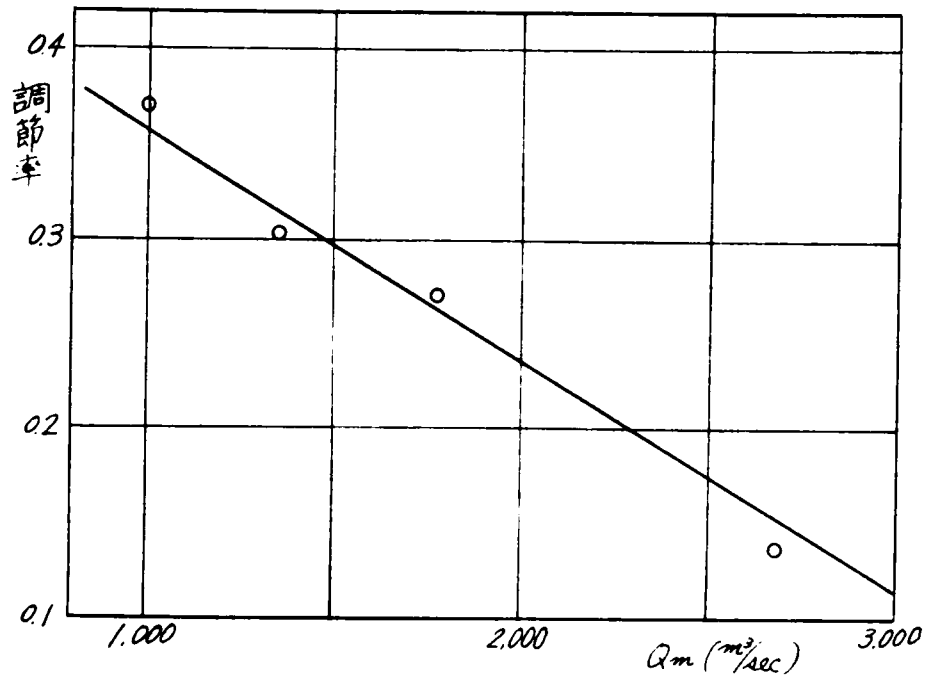


図 4.3.5 Q_m と調節率との関係

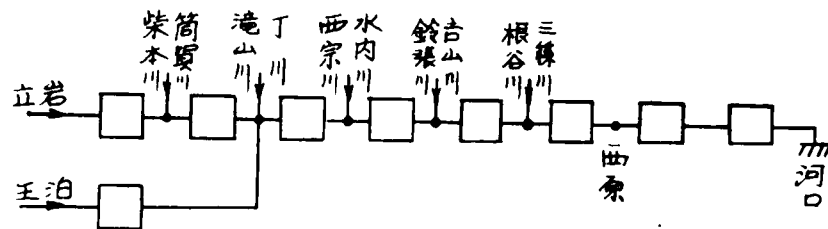


図 4.3.6 フロック・ダイヤグラム

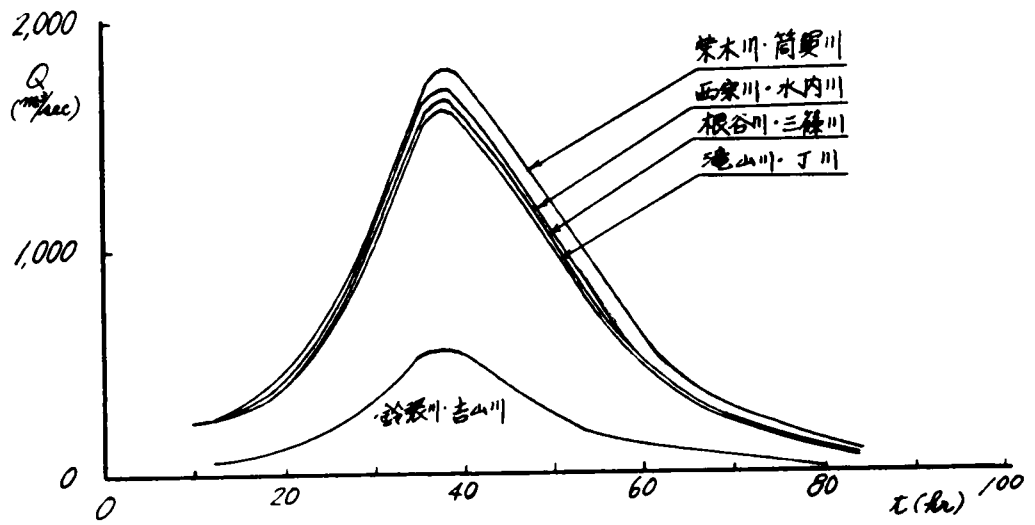


図 4.3.7 各支川の洪水流(1)

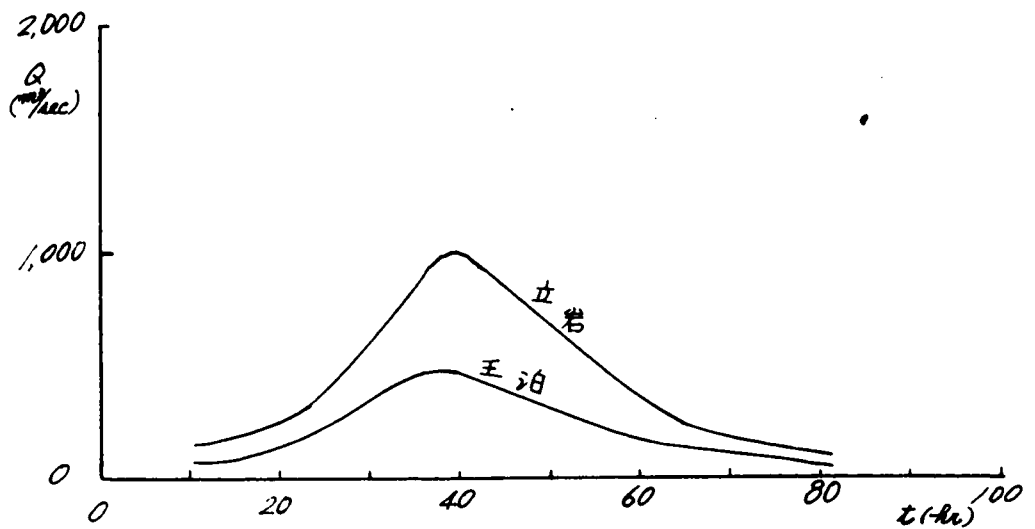


図 4.3.8 立岩及び王泊の洪水流(1)

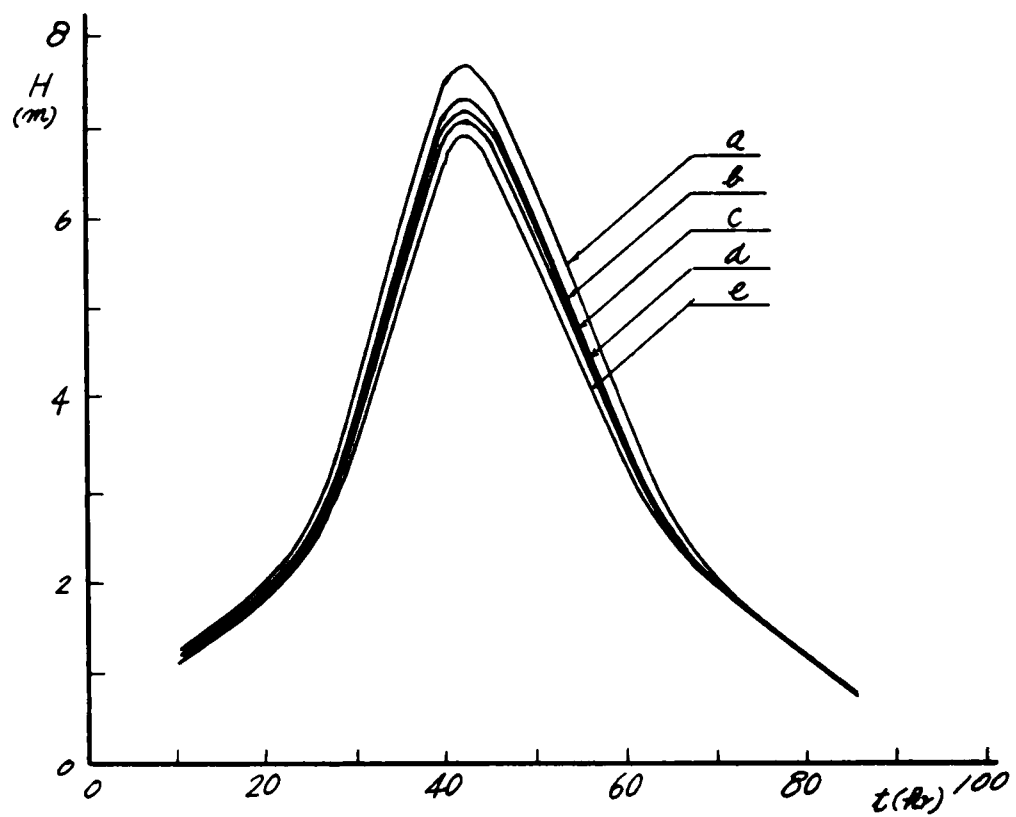


図 4.3.9 西原における洪水波 (1)

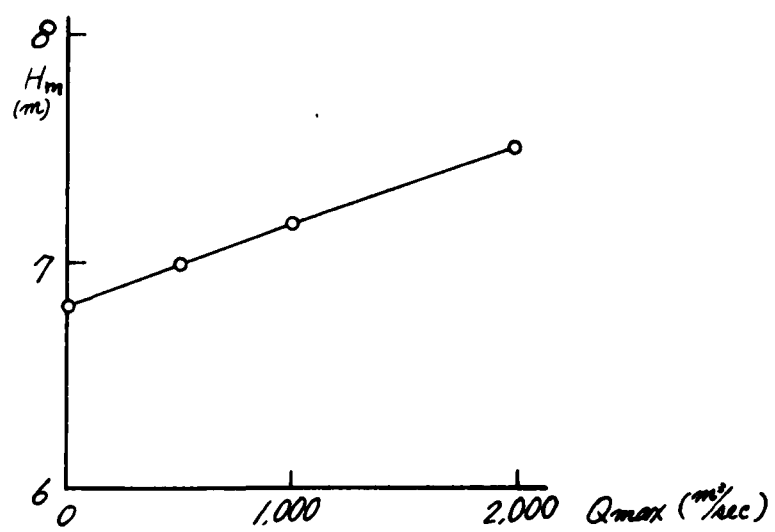


図 4.3.10 Q_{max} と H_m の関係 (1)

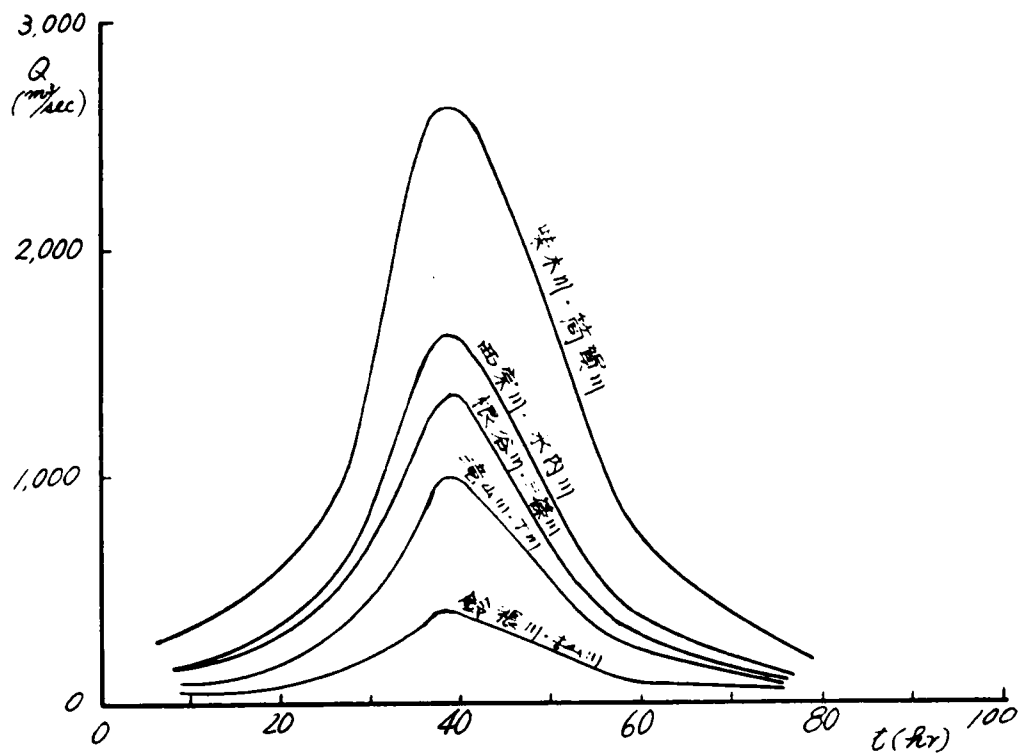


図 4・3・11 各支川の洪水流(2)

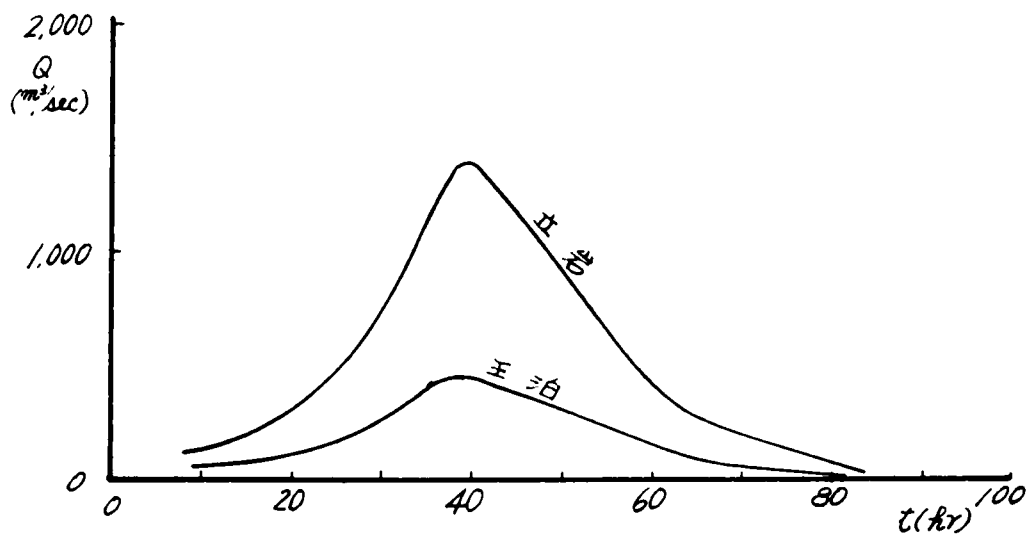


図 4・3・12 立岩および王泊の洪水流(2)

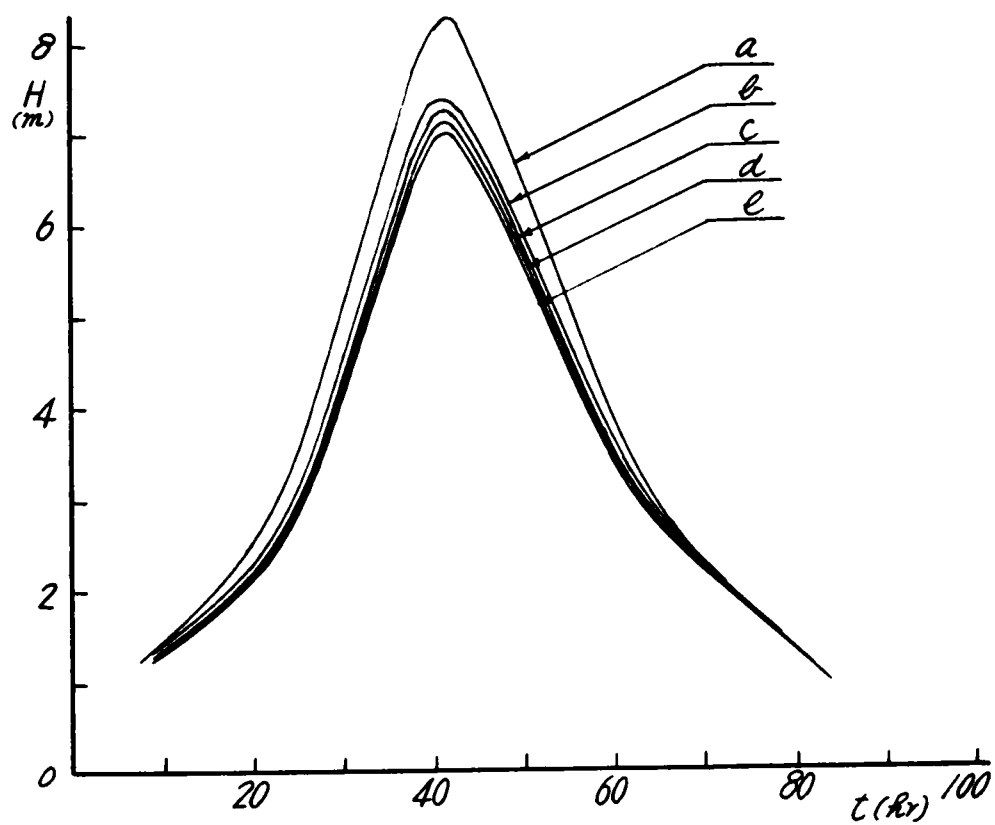


図 4・3・13 西原における洪水波(2)

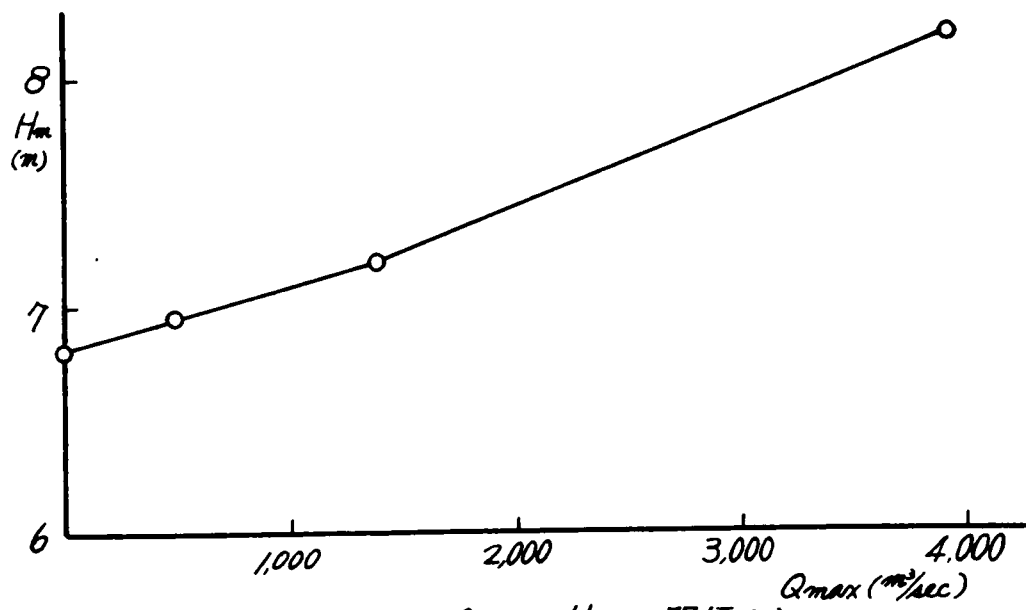


図 4・3・14 Q_{max} と H_m との関係(2)

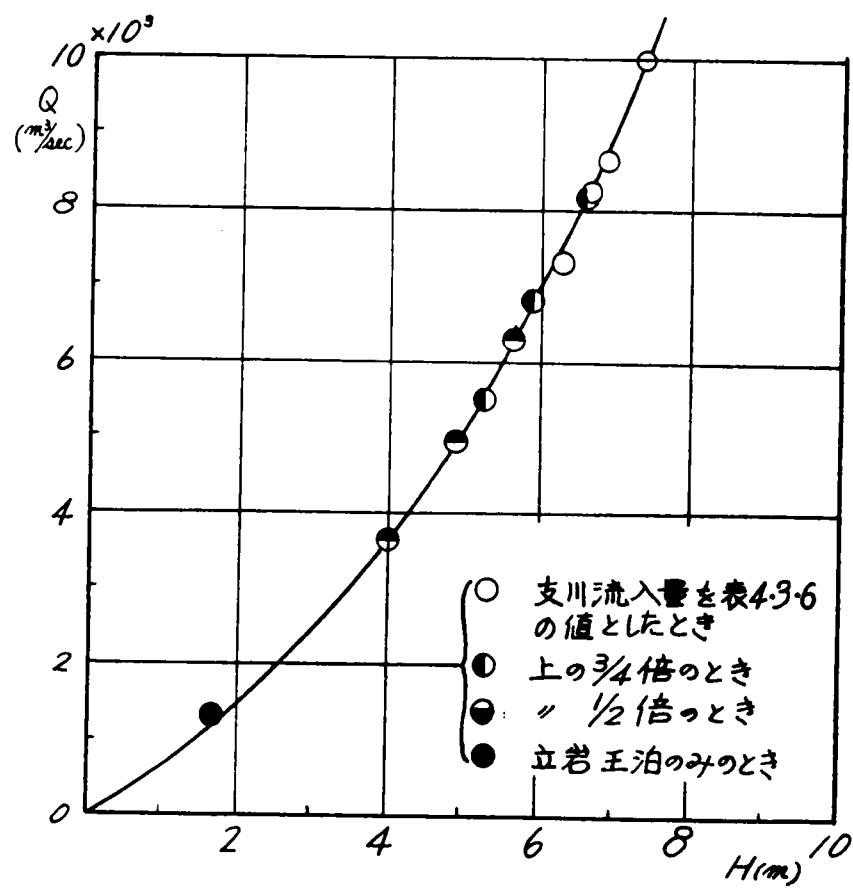


図 4.3.15 西条における水位流量曲線

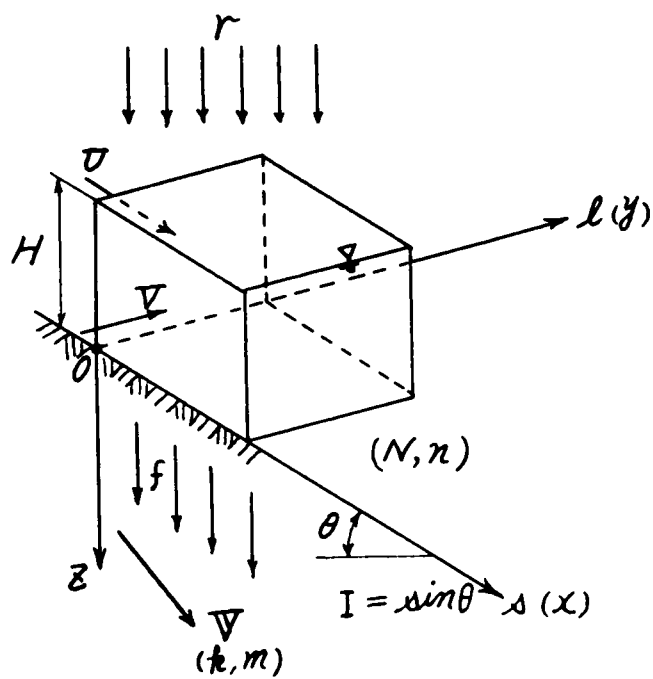


図 5.1.1 記号説明図

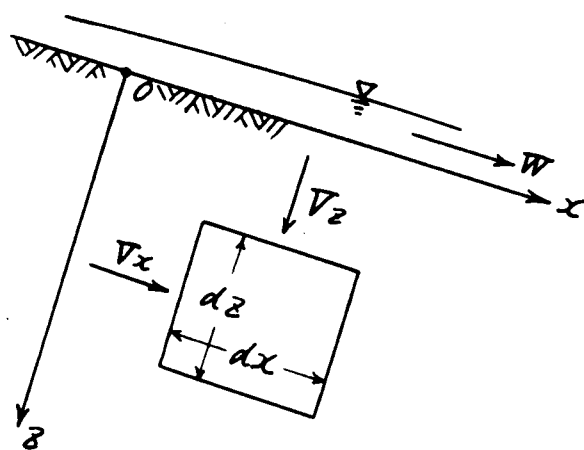


図 5.2.1

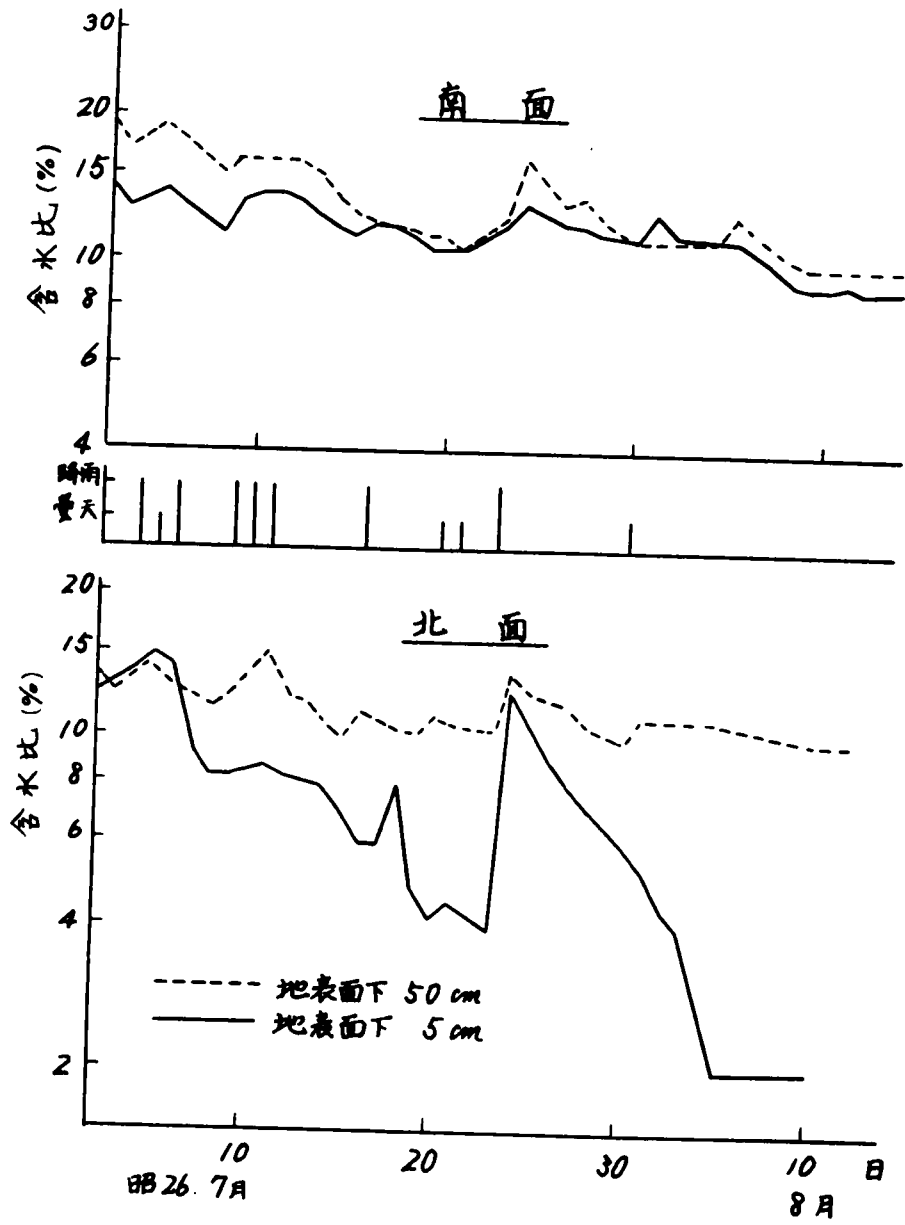


図 5.2.2 芦屋川流域における土中含水比の変化

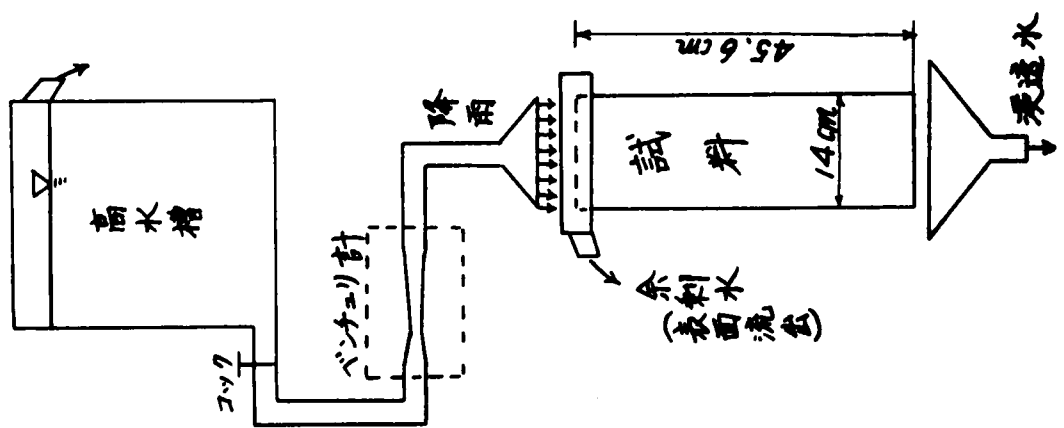


図5-2-4 浸透能実験装置

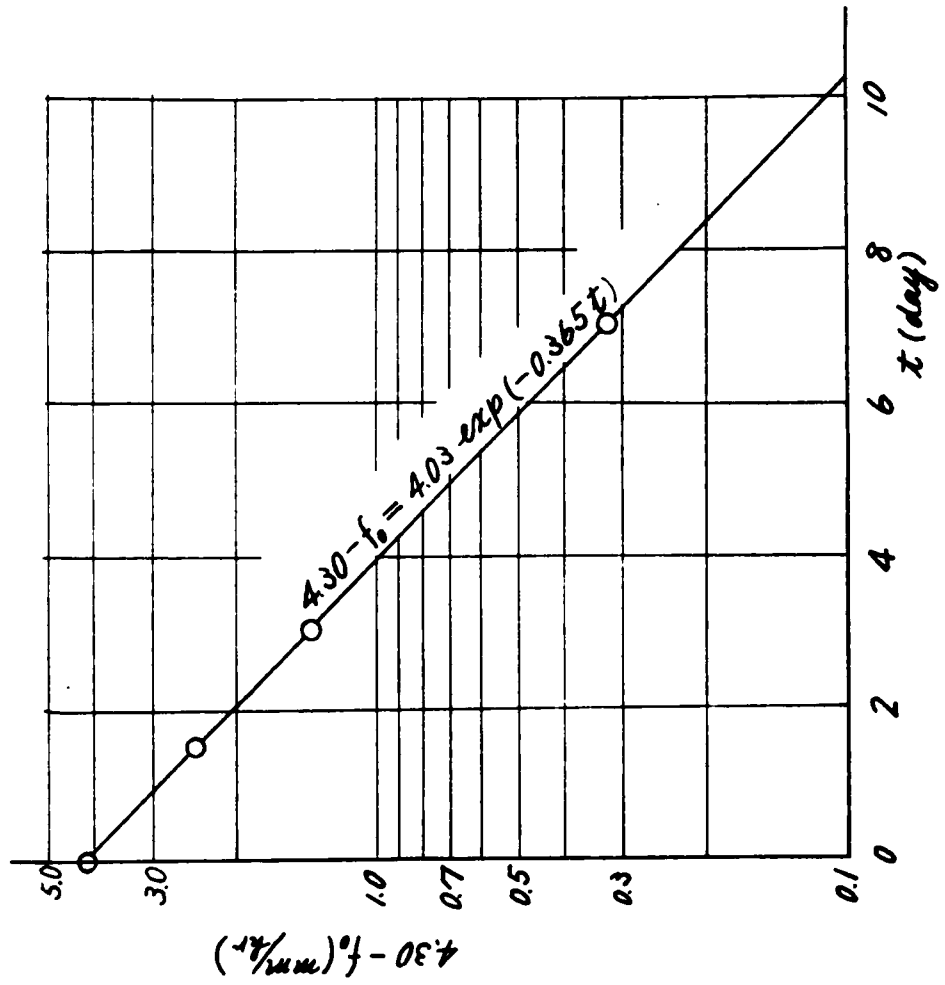


図5-2-3 由良川における初期浸透能の回復曲線

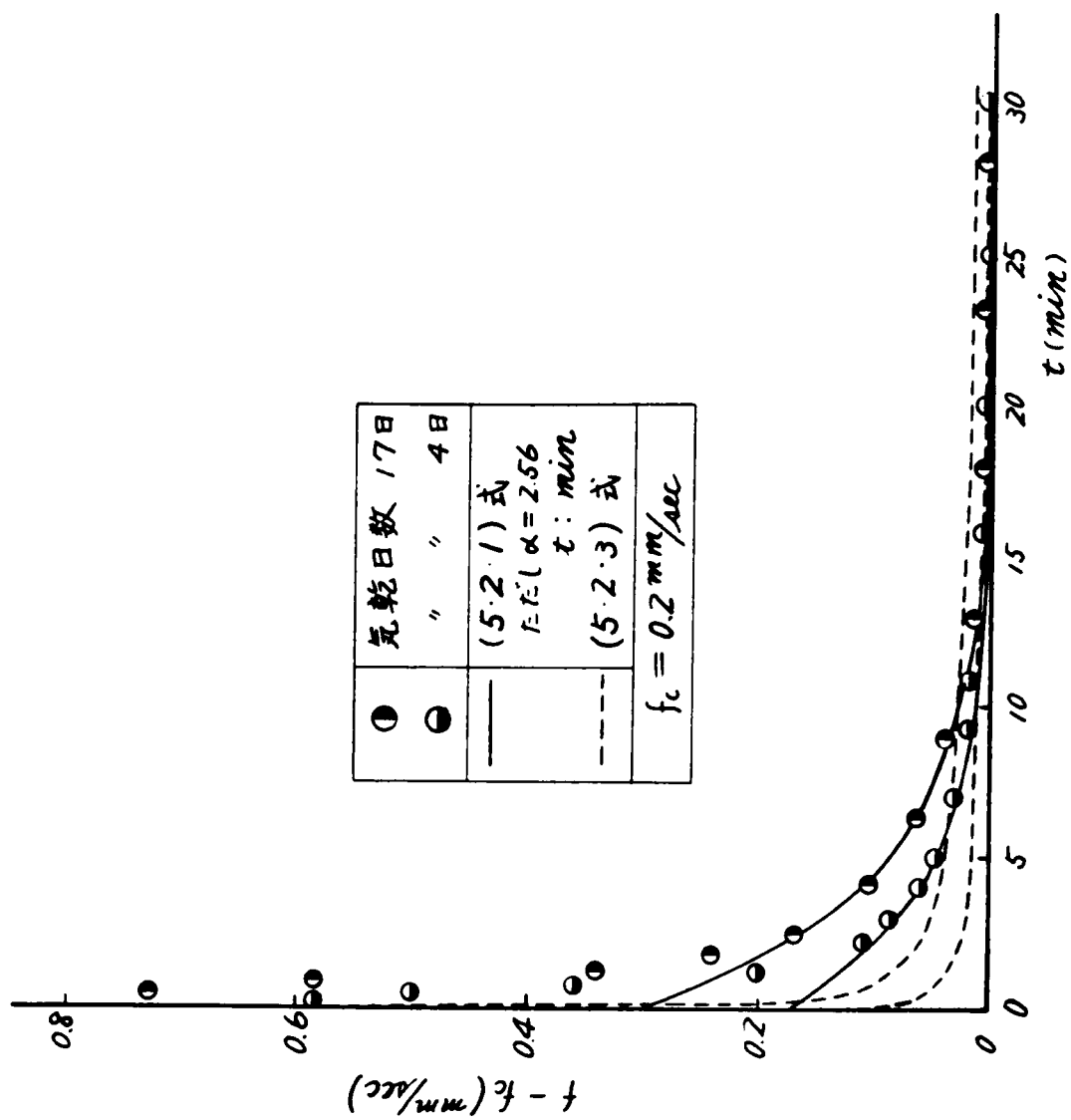


図 5.2.6 浸透能と経過時間の関係

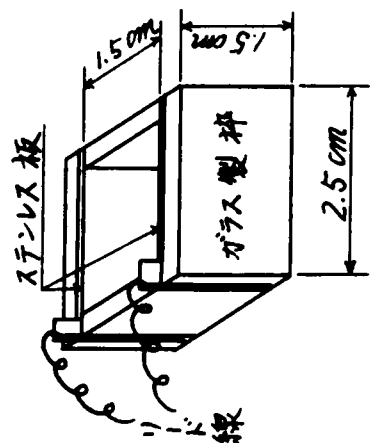


図 5.2.5 含水比測定用電極

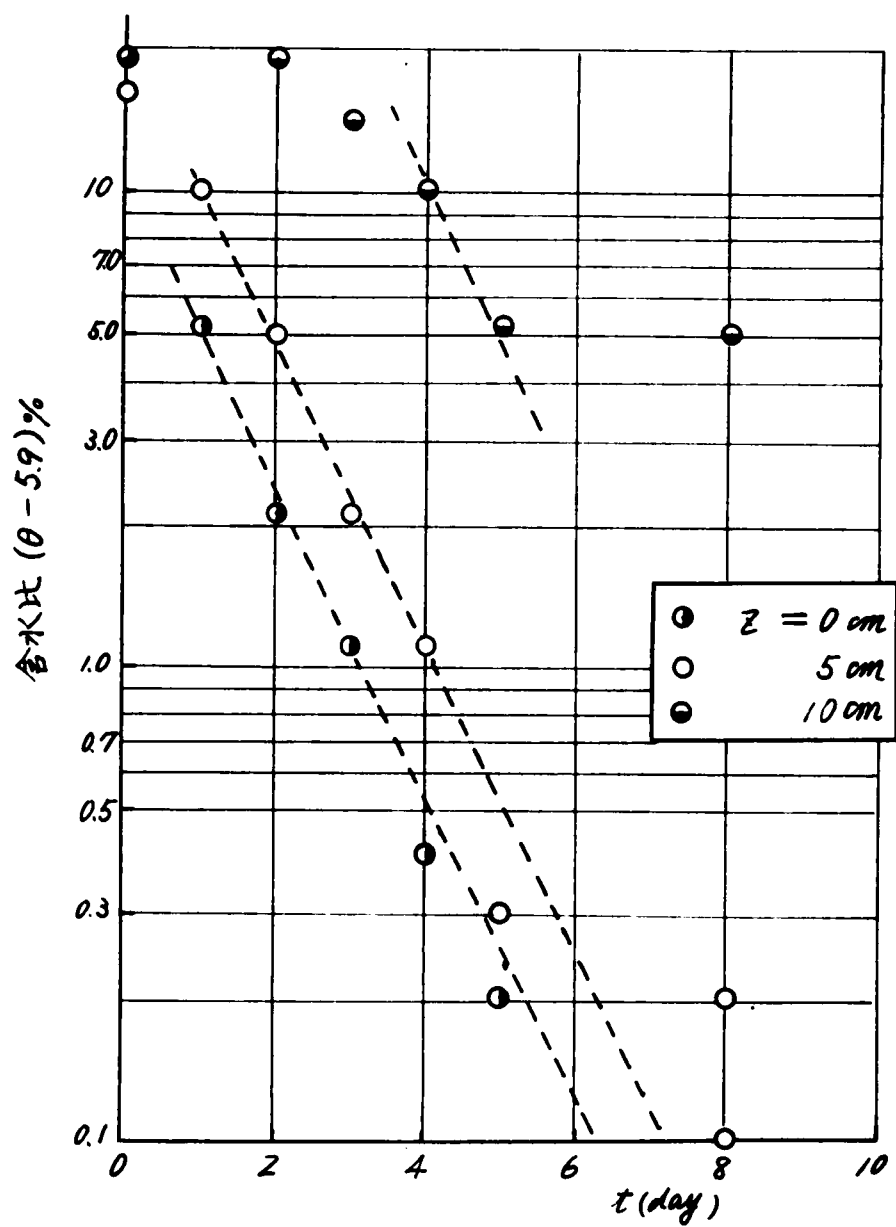
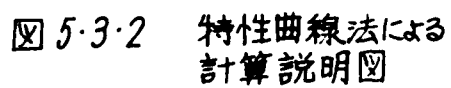
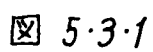


図 5.2.7 放置日数と含水比との関係



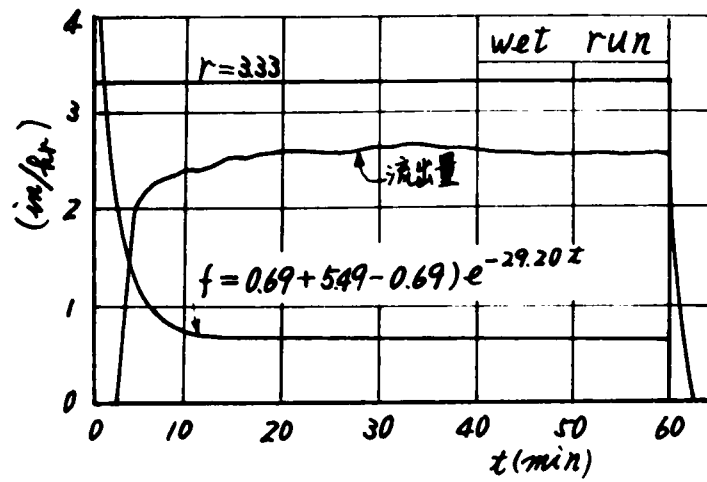
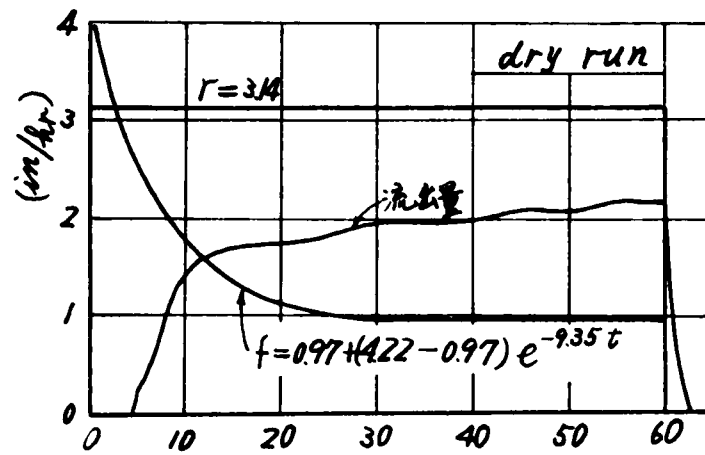


図 5.3.3 散水実験の結果

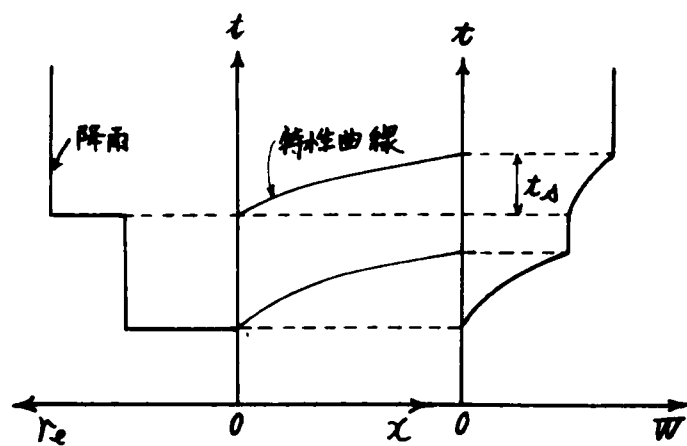


図 5.3.4

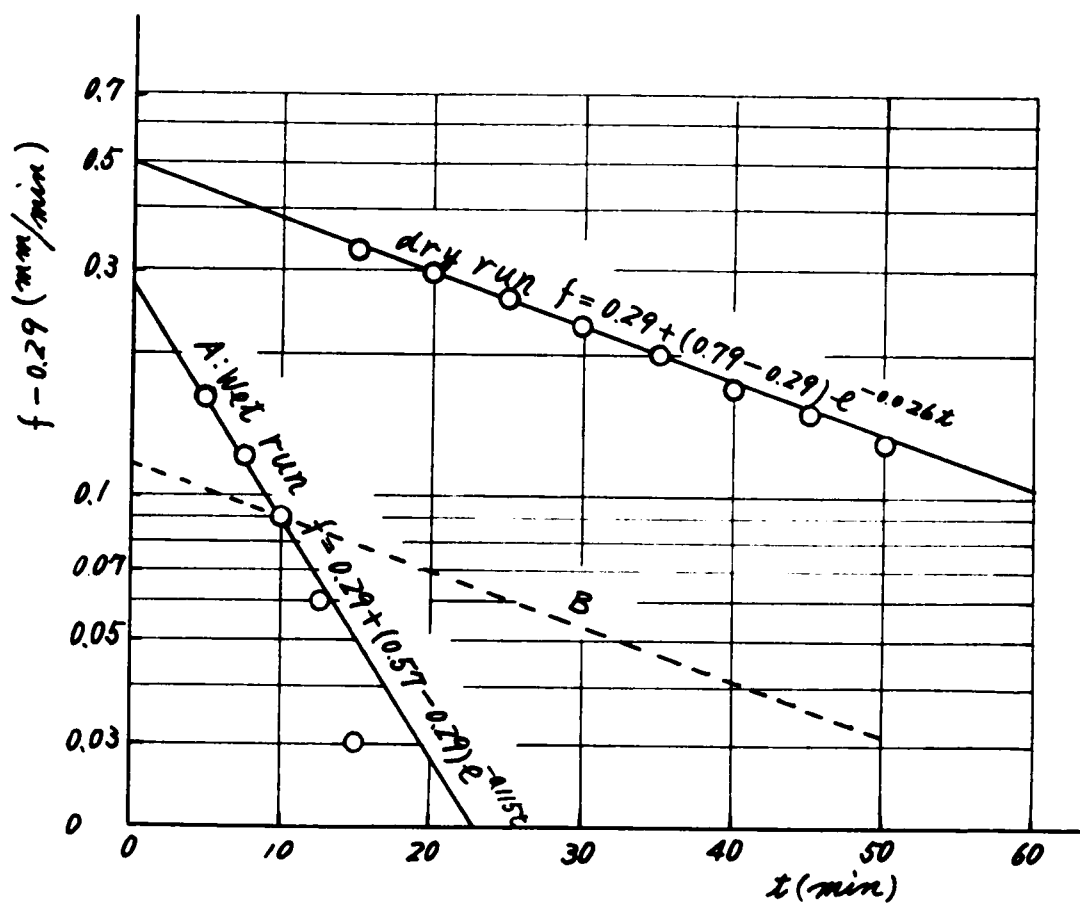


図 5.3.5 浸透能 f と時間 t との関係

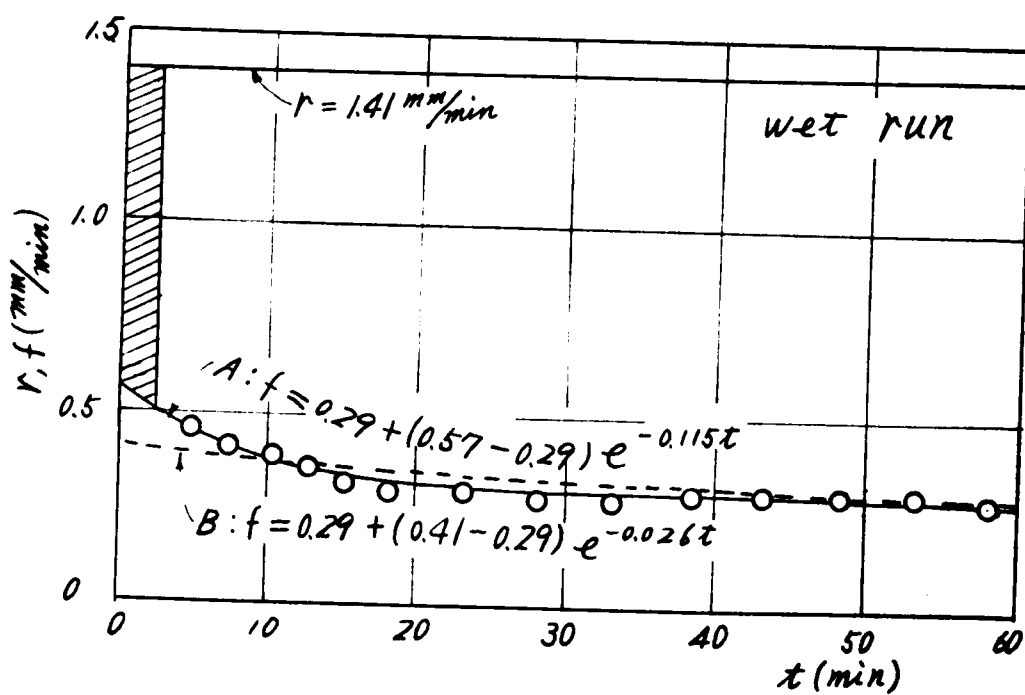
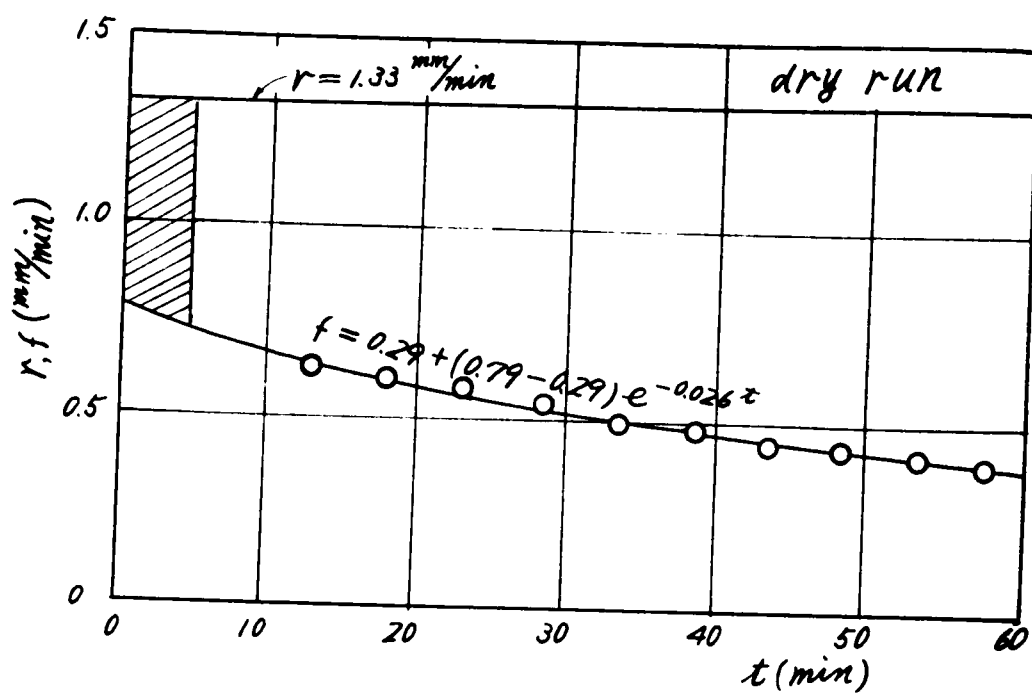


圖 5.3.6 浸透能曲線

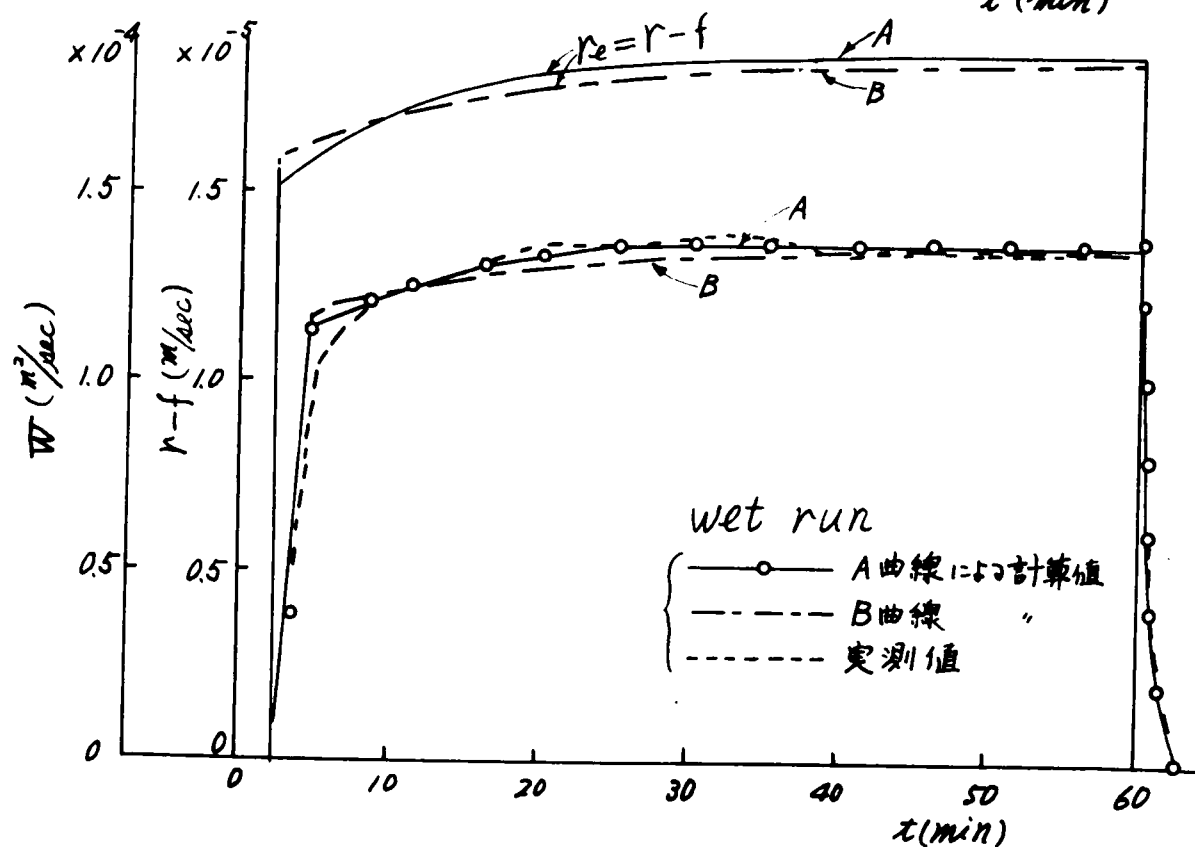
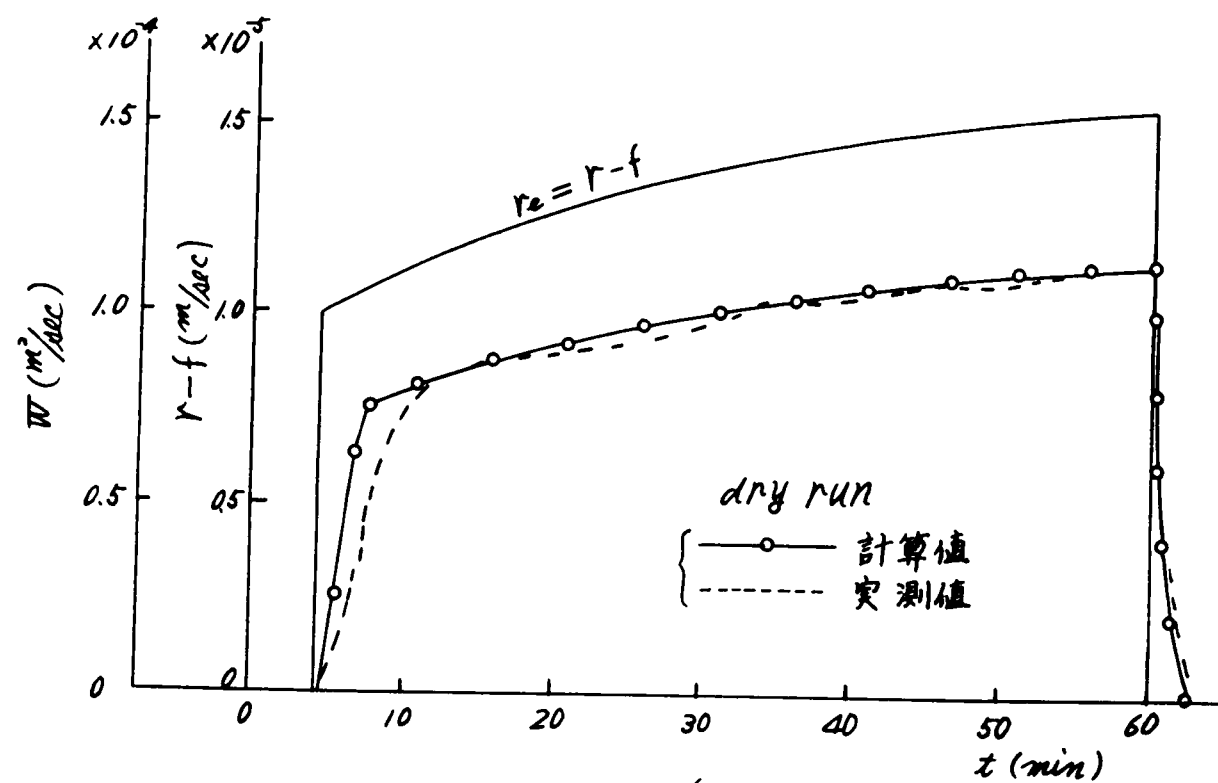


図 5.3.7 表面流出量の計算結果と実測結果の比較

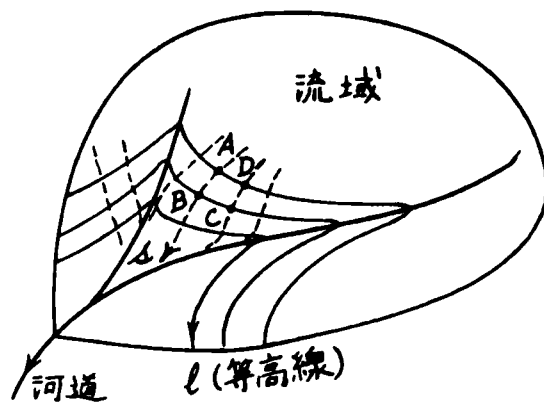


図 5.4.1

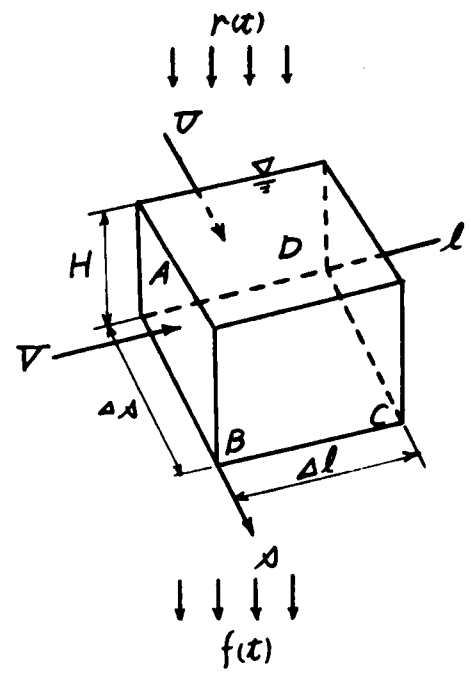


図 5.4.2

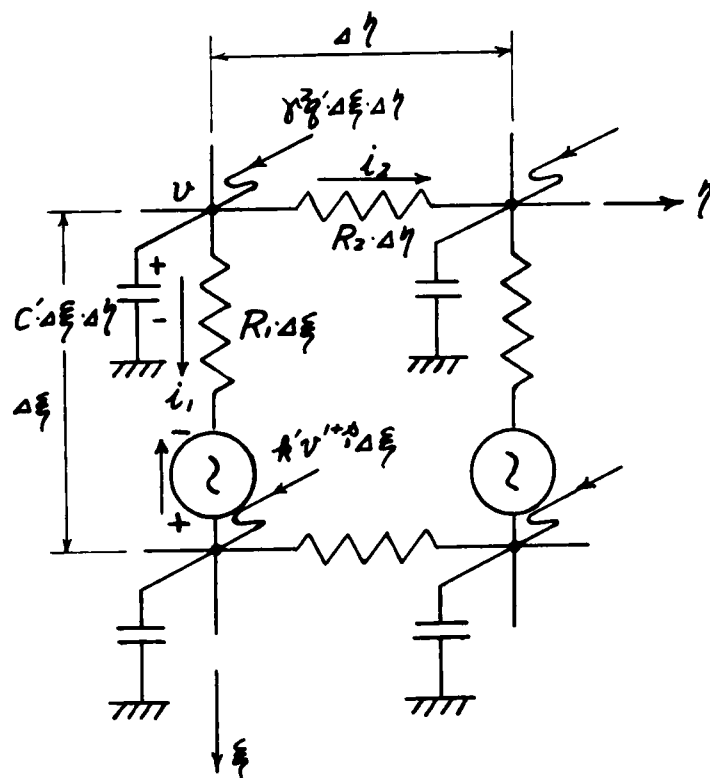


図 5.4.3 (5.4.17)式で表わされる電気回路

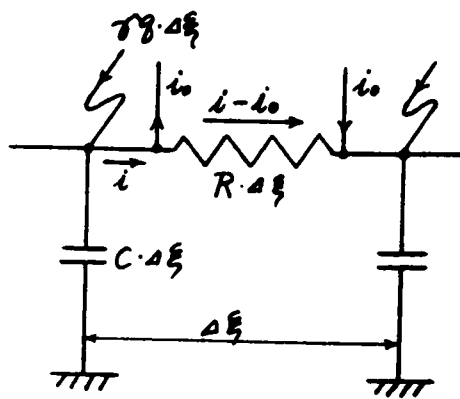


図 5.4.4 (5.4.32)式で表わされる
電気回路

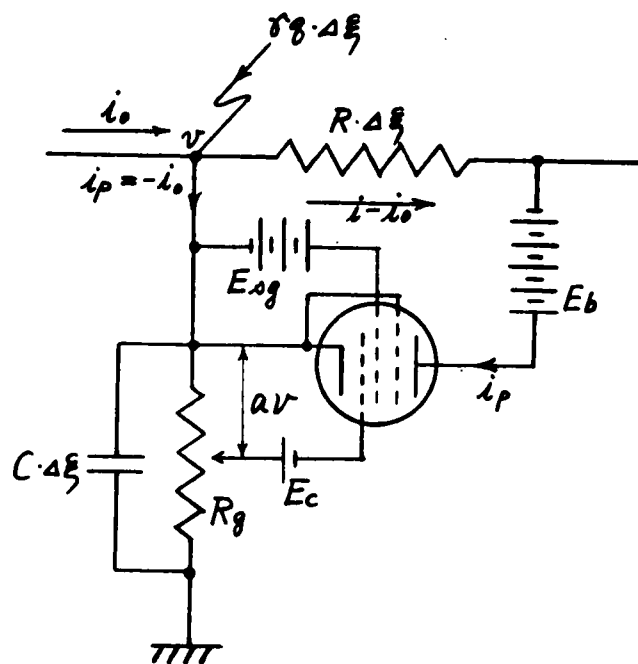
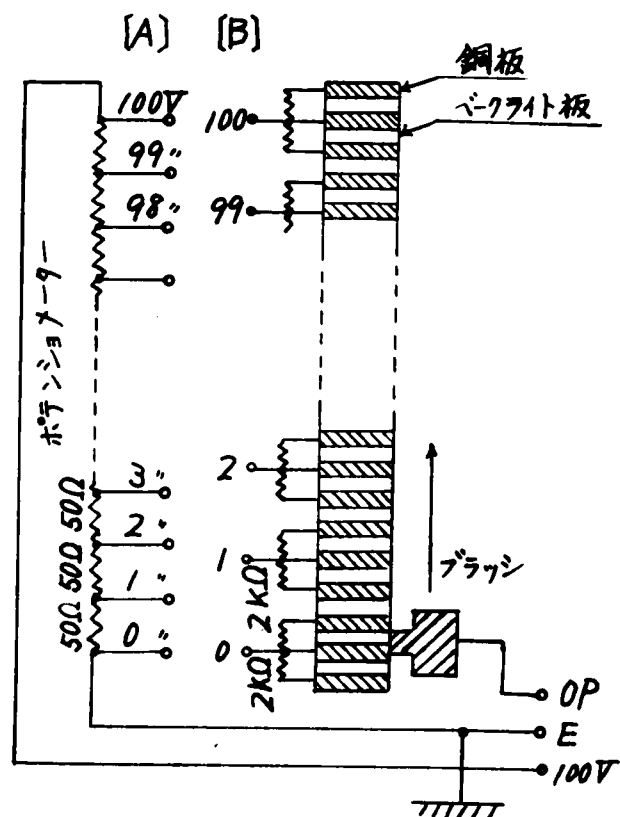
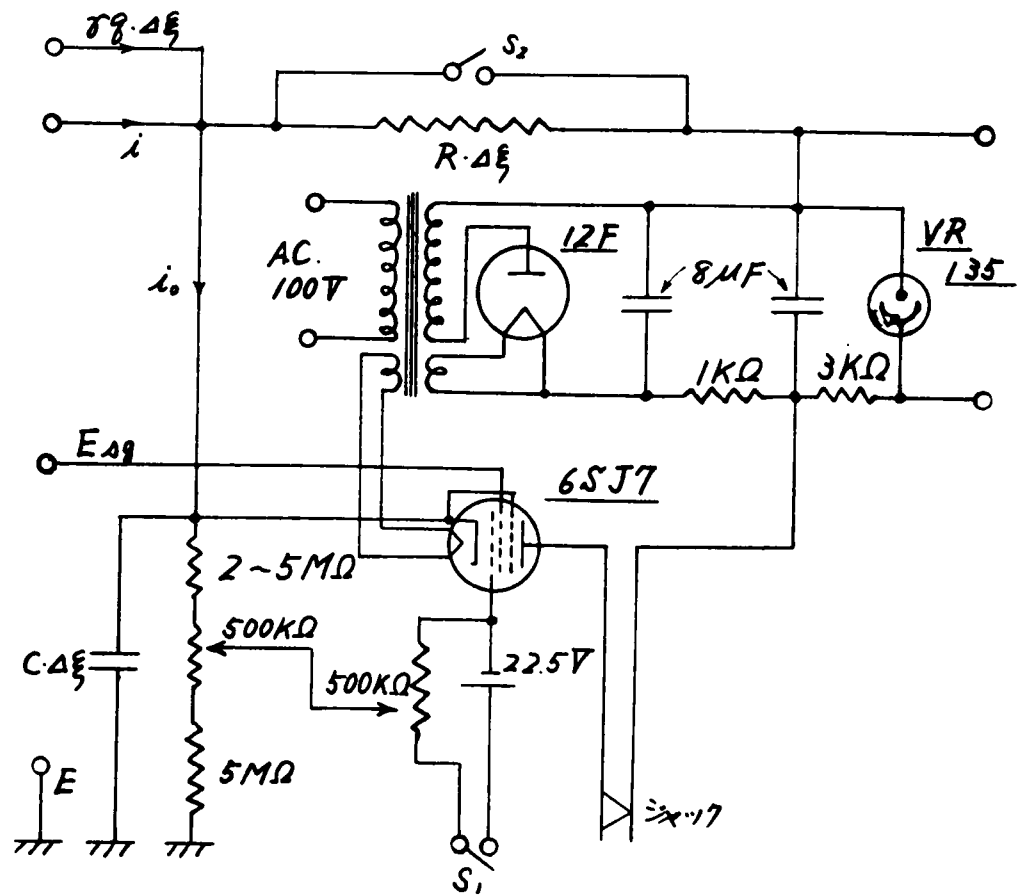


図 5.4.5 雨水流出用演算素子回路説明図



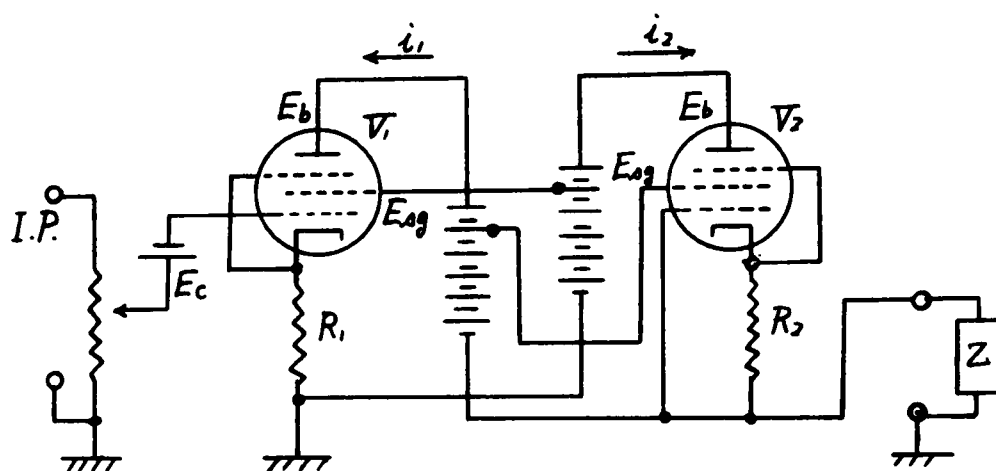


図5.4.8 強制電流変換装置回路説明図

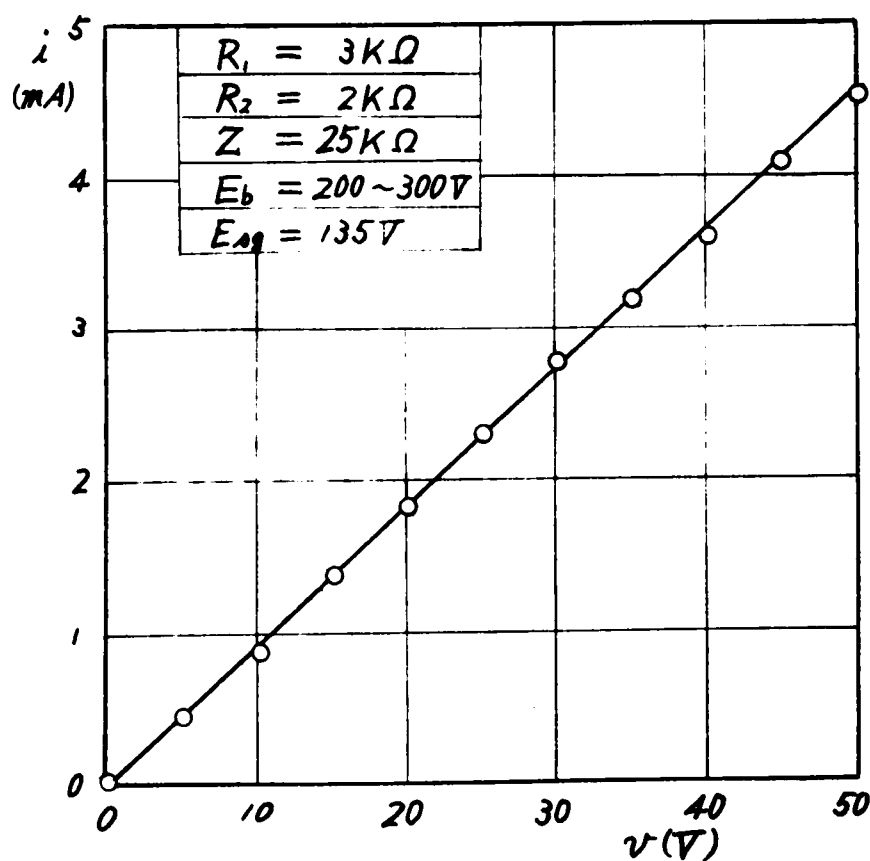


図5.4.9 強制電流変換装置の特性

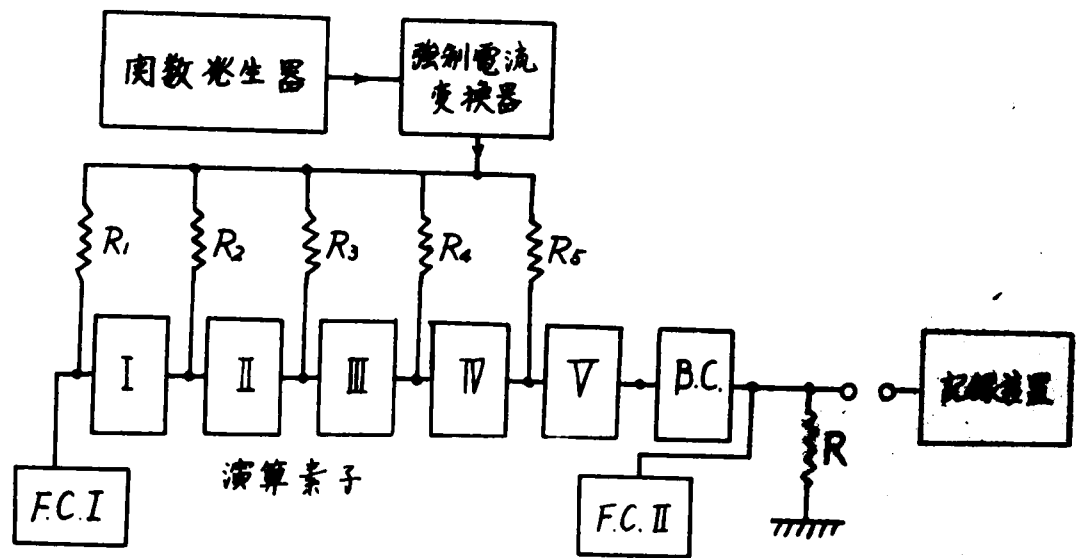


図 5.4.10 演算器のブロック・ダイアグラム

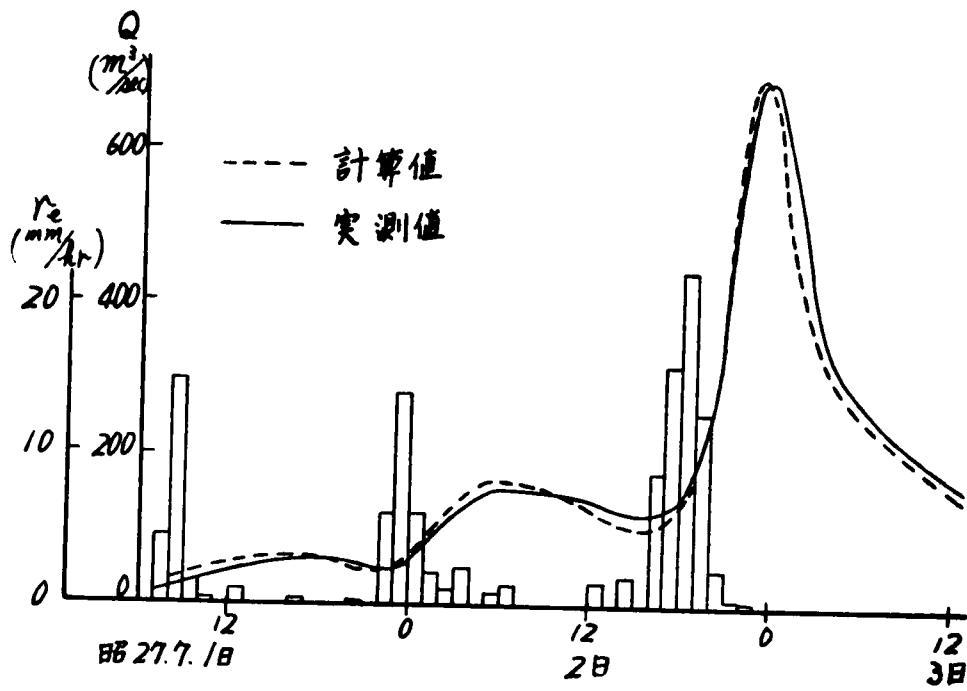


図 5.4.11 由良川における演算例

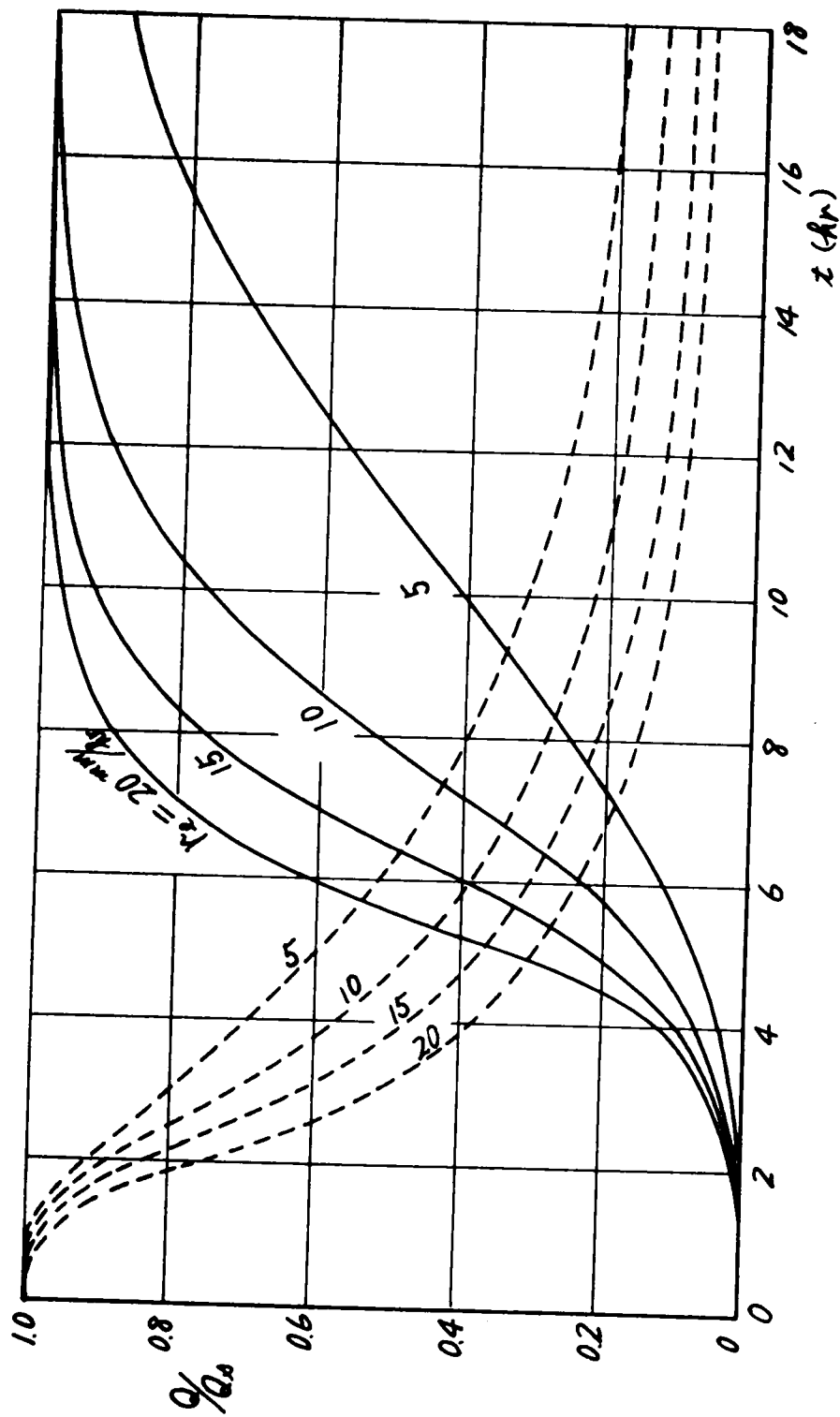


図 5.5.1 段状波の計算例

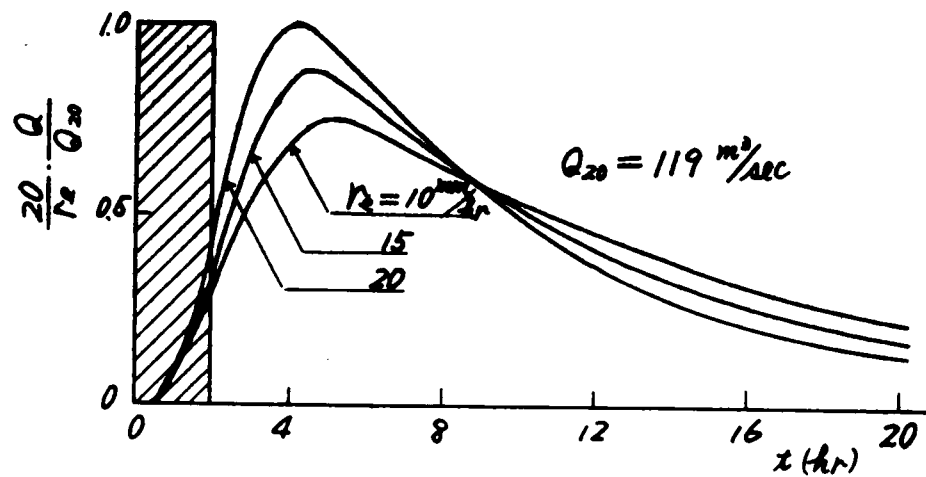


図 5.5.2 矩形波の計算例

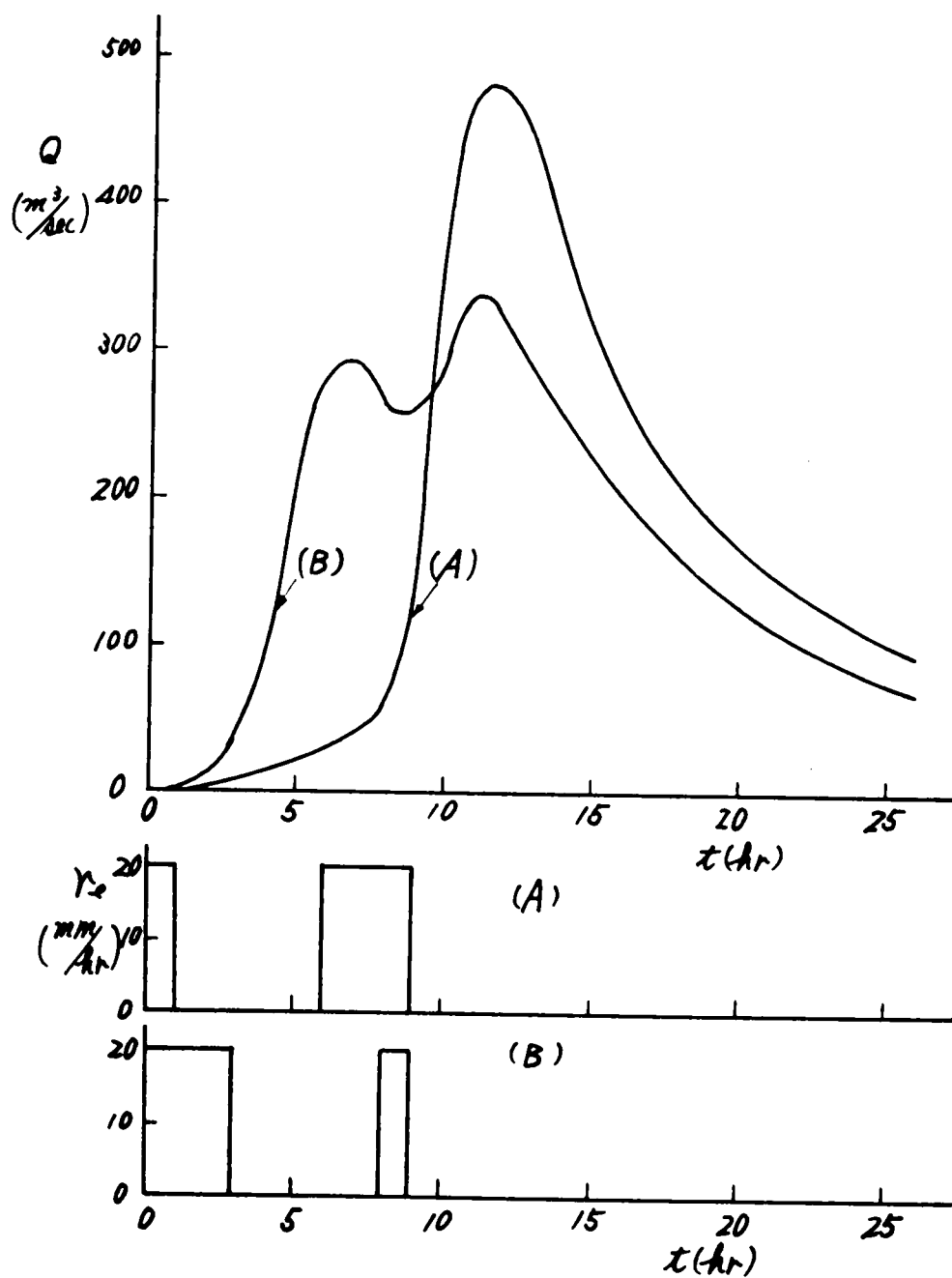


図 5.5.3 連続に二つの降雨がある場合の計算例